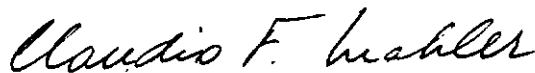


SIMULAÇÃO DA CONSTRUÇÃO E DO PRIMEIRO ENCHIMENTO DO
RESERVATÓRIO DE BARRAGENS ZONADAS DE TERRA E
ENROCAMENTO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

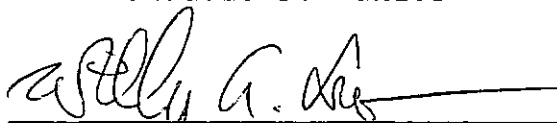
José Henrique Feitosa Pereira

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JA-
NEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.).

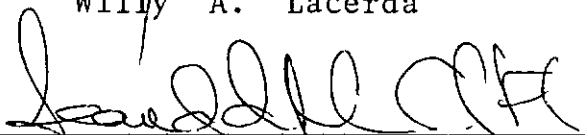


Presidente

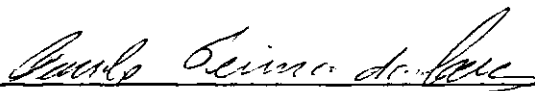
Cláudio F. Mahler



Willy A. Lacerda



Leandro de M. C. Filho



Paulo T. Cruz

RIO DE JANEIRO
ESTADO DO RIO DE JANEIRO - BRASIL
FEVEREIRO DE 1986

À meus pais
Luiz Francisco Pereira e
Terezinha Feitosa Pereira

A G R A D E C I M E N T O S

Ao Professor Cláudio F. Mahler pela amizade e orientação.

Aos Professores de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ pela amizade e ensinamentos transferidos, especialmente a Willy A. Lacerda e Francisco L. Resende.

A todos os meus colegas e amigos mestrandos da COPPE/UFRJ, pela compreensão, amizade e incentivo no desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos Murilo Pereira, Chicozé Pereira, Denise Pereira, Everton Memória, Jimes Perci, Hélio Ribeiro, Fátima Falcão, Ivana Almeida e Luís Cláudio pela convivência amistosa que me proporcionaram na cidade do Rio de Janeiro.

Aos meus amigos do ITA - Instituto Tecnológico da Aeronáutica, em São José dos Campos, especialmente a Eliseu Lucena, Antonio Macário, Mário Kataoka, Marcelo e Márcio pelo auxílio e compreensão na utilização dos computadores do ITA.

Ao Professor Luiz Edmundo P. Campos da UFBA - Universidade Federal da Bahia pela amizade, auxílio e compreensão na utilização do computador da UFBA.

Aos amigos do CEPED - Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Bahia, especialmente a Rosanildes de Jesus e Jacó Andrade pela datilografia e a Raimundo Rocha pelos desenhos deste trabalho.

Ao Engenheiro Paulo Simões pela amizade e o apoio indispensável à execução deste trabalho.

À CAPES e CNPQ pela ajuda financeira.

À CERB - Companhia de Engenharia Rural da Bahia pela permissão de utilização dos dados referentes à barragem João Durval Carneiro.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

SIMULAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DO 1º ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO
DE BARRAGENS ZONADAS DE TERRA E ENROCAMENTO PELO MÉTO
DO DOS ELEMENTOS FINITOS

José Henrique Feitosa Pereira

Janeiro 1986

Orientador: Claudio Fernando MAHLER

Programa: Engenharia Civil

Análise bidimensional e estática de barragens zonadas de terra e enrocamento é realizada pelo método dos elementos finitos, usando-se os elementos isoparamétricos quadrilateral de oito nós e triangular de seis nós.

O objetivo fundamental deste trabalho consiste em analisar, através de simulações utilizando o método dos elementos finitos, o comportamento de barragens de terra e enrocamento durante os períodos de construção e primeiro enchimento do reservatório.

Uma revisão dos conceitos básicos do método dos elementos finitos, e da maneira como é aplicado na simulação da construção de barragens não homogêneas é realizada.

Uma revisão dos efeitos da saturação em materiais pétreos e granulares, usualmente utilizadas na construção de barragens zonadas, é executada e um procedimento utilizando o método dos elementos finitos, baseado nos correntemente utilizados na simulação do primeiro enchimento do reservatório de barragens, é apresentado.

Simulações da construção e do primeiro enchimento do reservatório das barragens zonadas de terra e enrocamento de Oroville, construída no Estado da Califórnia/USA, e João Durval Carneiro, construída no Estado da Bahia/Brasil são apresentadas, e comparações dos resultados calculados com os medidos por instrumentação instalada no maciço das barragens são utilizados na verificação da eficiência das simulações e na análise do comportamento das estruturas estudadas.

São ainda feitas algumas recomendações quanto à aplicação do método dos elementos finitos às simulações apresentadas.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

SIMULATION OF THE CONSTRUCTION AND FIRST FILLING RESERVOIR OF EARTH ZONED AND ROCKFILL DAMS BY THE FINITE ELEMENT METHOD

José Henrique Feitosa Pereira

January 1986

Chairman: Claudio Fernando MAHLER

Department: Civil Engineering

The Finite Element Method, using quadrilateral isoparametric elements with eight nodal points and triangular elements with six nodal points is applied to the static bidimensional analysis of Zoned Earth and Rock-fill Dams.

The main objective of this dissertation consists in the analysis of the behavior of Earth and Rock-fill Dams during construction and first filling of the reservoir.

A brief revision of basic concepts of the FEM and how it is applied in the simulation of construction of non-homogeneous Earth Dams is made. A revision of the effects of saturation in granular and rocky materials is also made, based on the currently used simulation procedures of the first filling of the reservoir.

Simulations of construction and first filling of Oroville Dam (California, USA) and João Durval Carneiro Dam (Bahia, Brasil) are made, and the calculated results are compared with those furnished by instrumentation, in order to verify the efficiency of the procedures utilized.

Recommendations as to the applications of the FEM to the problem studied are also presented.

Í N D I C E

CAPÍTULOS		PÁGINAS
I	INTRODUÇÃO	1
II	APLICAÇÕES DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NA SIMULAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO	4
II.1	INTRODUÇÃO	4
II.2	NOÇÕES DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	5
II.3	FORMULAÇÃO ESTRUTURAL DO M.E.F.	8
II.3.1	O Problema Estrutural	8
II.3.2	Análise Estrutural pelo M.E.F.	8
II.3.2.1	Determinação dos Deslocamentos a partir dos Deslocamentos Nodais	8
II.3.2	Determinação das Deformações	9
II.3.2.3	Determinação das Tensões	9
II.3.2.4	Obtenção das Cargas Nodais Equivalen- tes às Solicitações no Contínuo	10
II.3.2.5	Obtenção da Matriz de Rigidez Global do Contínuo	12
II.4	ANÁLISES DE BARRAGEM PELO M.E.F.	13
II.4.1	Adaptação do Programa CLAUDION para Análise de Barragens Zoneadas	15
II.4.2	Comportamento Tensão-Deformação	16
II.4.2.1	Módulo de Elasticidade Tangente	16
II.4.2.2	Coefficiente de Poisson	17
II.4.2.3	Critério Descarregamento-Recarrega- mento	17
II.4.2.4	Comportamento Pós-Ruptura	19
II.4.2.5	Técnica Instrumental Utilizada	19
III	ANÁLISE DA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS OROVILLE E JOÃO DURVAL CARNEIRO UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	21
III.1	OBJETIVOS	21
III.2	BARRAGEM DE OROVILLE	21
III.2.1	Simulação da Construção Utilizando o Programa LSBILD	23
III.2.1.1	Discretização das Estruturas	23

CAPÍTULOS

PÁGINAS

III.2.1.2	Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais	24
III.2.2	Simulação da Construção Utilizando o Programa CONSAT	24
III.2.2.1	Discretização das Estruturas	24
III.2.2.2	Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais	27
III.2.3	Comparação dos Resultados Calculados pelos Programas com os Medidos pela Instrumentação	39
III.2.3.1	Deslocamentos Horizontais e Verticais	39
III.2.3.2	Tensões	42
III.3	BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO	42
III.3.1	Simulação da Construção da Barragem	50
III.3.1.1	Discretização das Estruturas	53
III.3.1.2	Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais	53
III.3.2	Apresentação dos Resultados Calculados e Medidos	58
III.3.2.1	Deslocamentos Verticais	61
III.3.2.2	Deslocamentos Horizontais	61
III.3.2.3	Tensões	61
IV	ESTUDOS SOBRE MOLHAGEM EM SOLOS E ENROCAMENTOS E MÉTODOS PROPOSTOS PARA SIMULAÇÃO DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DE BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO	68
IV.1	INTRODUÇÃO	68
IV.2	COMPORTAMENTOS DE BARRAGENS DURANTE A FASE DE ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO	68
IV.3	ESTIMATIVAS DE COLAPSO DEVIDO À MOLHAGEM BASEADAS EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO	73
IV.4	MÉTODOS PROPOSTOS PARA SIMULAÇÃO DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DE BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO	75
IV.4.1	Método Proposto por Nobari e Duncan (1972)	75
IV.4.1.1	Esquema Ilustrativo do Efeito da Molhagem	75

CAPÍTULOS

PÁGINAS

IV.4.1.2	Curvas Tensão-Deformação Utilizadas pelo Método para Aplicação em Barragens	78
IV.4.1.3	Aplicação do M.E.F. para Análise de Movimentos e Variações de Tensões devido à Molhagem	83
IV.4.1.4	Hipóteses Adotadas no Método	84
IV.4.1.5	Representação das Cargas D'Água	84
IV.4.2	Método Proposto por Alberro e Leon (1971)	85
IV.4.2.1	Esquema Ilustrativo do Efeito devido à Molhagem	85
IV.4.2.2	Curvas Utilizadas pelo Método para Aplicação em Barragens	85
IV.4.2.3	Aplicação do M.E.F. para Análise de Variações devido à Molhagem	87
IV.4.2.4	Hipóteses Adotadas no Método	88
IV.4.2.5	Representação das Cargas D'Água	88
IV.4.3	Comentários sobre a Superposição de Efeitos Durante o Enchimento	89
IV.4.4	Análises de Aplicações dos Métodos Propostos	89
IV.4.5	Utilização dos Métodos Propostos	92
V	ANÁLISE DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DAS BARRAGENS DE OROVILLE E JOÃO DURVAL CARNEIRO UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	93
V.1	OBJETIVOS	93
V.2	BARRAGEM DE OROVILLE	93
V.2.1	Simulação do Enchimento do Reservatório Utilizando o Programa RESFIL	94
V.2.1.1	Discretização da Estrutura	94
V.2.1.2	Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais	94
V.2.1.3	Etapas de Enchimento do Reservatório	97
V.2.2	Simulação do Enchimento do Reservatório Utilizando o Programa ENCHIBAR	97
V.2.2.1	Discretização da Estrutura	102
V.2.2.2	Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais	102

CAPÍTULOS		PÁGINAS
	V.2.2.3	Etapas do Enchimento do Reservatório
		102
	V.2.3	Comparação e Análise dos Resultados Calculados pelos Programas Obtidos pela Instrumentação
		102
	V.2.3.1	Deslocamentos Horizontais e Verticais
		102
	V.2.3.2	Tensões
		103
	V.3	BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO
		108
	V.3.1	Simulação do Primeiro Enchimento do Reservatório da Barragem João Durval Carneiro
		108
	V.3.1.1	Discretização das Estruturas
		110
	V.3.1.2	Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais
		110
	V.3.1.3	Etapas do Enchimento do Reservatório
		116
	V.3.2	Comparação e Análise dos Resultados Obtidos pelo Método dos Elementos Finitos e os Medidos pela Instrumentação na atual Fase do Enchimento do Reservatório
		116
	V.3.2.1	Deslocamentos Horizontais e Verticais
		116
	V.3.2.2	Variações de Tensões
		120
	V.3.3	Resultados Calculados pelo Método dos Elementos Finitos ao Final do Enchimento do Reservatório
		124
	V.3.3.1	Deslocamentos Horizontais e Verticais
		124
	V.3.3.2	Variações de Tensões
		128
VI	RECOMENDAÇÕES PARA A UTILIZAÇÃO DOS PROGRAMAS AUTOMÁTICOS CONSAT E ENCHIBAR	
		130
VII	PRINCIPAIS CONCLUSÕES	
		131
	VII.1	CONCLUSÕES RELATIVAS À CONSTRUÇÃO
		131
	VII.2	CONCLUSÕES RELATIVAS AO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO
		132
VIII	ALGUMAS SUGESTÕES PARA PESQUISAS	
		134

APÊNDICES		PÁGINAS
I	APÊNDICE I	135
	1. LOCALIZAÇÃO DOS PROGRAMAS	135
	1.1 PROGRAMA CONSAT	135
	1.2 PROGRAMA ENCHIBAR	135
II	ELEMENTO ISOPARAMÉTRICO TRIANGULAR	136
	1. CARACTERÍSTICAS DO ELEMENTO	136
	1.1 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS	136
	1.2 FUNÇÕES DE INTERPOLAÇÃO	138
	1.3 MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO	138
	1.4 VETOR DE CARGAS CONSISTENTES	141
	1.5 DEFORMAÇÕES E TENSÕES	142
	1.6 INTEGRAÇÃO NUMÉRICA	143
III	CÁLCULO DA VARIAÇÃO DE TENSÕES EM SOLOS E ENROCAMENTOS DEVIDO À MOLHAGEM	144
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		146

LISTA DE FIGURAS

FIGURAS		PÁGINAS
II.1	Elementos finitos planos utilizados	6
II.1.a	Isoparamétrico quadrático - Serendipity	6
II.1.b	Isoparamétrico triangular Lagrangiano	6
II.2	Malha de Elementos Finitos	6
II.3	Comportamento descarregamento-recarregamento	18
III.1	Seção máxima da barragem de Oroville (Apud Kulhawy et al, 1970)	22
III.2	Malha de elementos finitos para a seção máxima de Oroville (Apud Kulhawy et al, 1970)	22
III.3	Malha de elementos finitos da ensecadeira de Oroville utilizada pelo programa ENCHIBAR	28
III.4	Malha de elementos finitos da máxima seção transversal de Oroville utilizada pelo programa ENCHIBAR	29
III.5	Curva - $\log \epsilon_r \times \log \epsilon_a$ dos materiais de enrocamento e transição para a pressão confinante $\sigma_3 = 5 \text{ tf/m}^2$	30
III.6	Curva - $\log \epsilon_r \times \log \epsilon_a$ dos materiais de enrocamento e transição para a pressão confinante $\sigma_3 = 10 \text{ tf/m}^2$	31
III.7	Curva - $\log \epsilon_r \times \log \epsilon_a$ dos materiais de enrocamento e transição para a pressão confinante $\sigma_3 = 21,10 \text{ tf/m}^2$	32
III.8	Curva - $\log \epsilon_r \times \log \epsilon_a$ dos materiais de enrocamento e transição para a pressão confinante $\sigma_3 = 98,50 \text{ tf/m}^2$	33
III.9	Reta $P \times \sigma_3/Pa$ para a determinação dos parâmetros exponenciais L e q dos materiais de enrocamento e transição	34
III.10	Curva - $\log \epsilon_r \times \log \epsilon_a$ da argila do núcleo para a pressão confinante $\sigma_3 = 10 \text{ tf/m}^2$	35

FIGURAS		PÁGINAS
III.11	Curva - $\log \epsilon_r \times \log \epsilon_a$ da argila do núcleo para a pressão confinante $\sigma_3 = 30 \text{ tf/m}^2$	36
III.12	Curva - $\log \epsilon_r \times \log \epsilon_a$ da argila do núcleo para a pressão confinante $\sigma_3 = 60 \text{ tf/m}^2$	37
III.13	Reta $P \times \sigma_3/Pa$ para a determinação dos parâmetros exponenciais L e q do material da argila do núcleo	38
III.14	Locação dos dispositivos para medição de deslocamentos horizontais na barragem de Oroville	41
III.15	Deslocamentos horizontais na cota 108,20m na barragem de Oroville	43
III.16	Deslocamentos horizontais na cota 164,59m na barragem de Oroville	44
III.17	Recalques na cota 164,60m na barragem de Oroville	45
III.18	Recalques na cota 185,93m na barragem de Oroville	46
III.19	Locação de medidores de pressão total na barragem de Oroville (Apud Kulhawy et al, 1970)	47
III.20	Etapas de construção da barragem João Durval Carneiro	51
III.21	Seções instrumentadas da barragem João Durval Carneiro	52
III.22	Seção transversal típica da barragem João Durval Carneiro	54
III.23	Malha de elementos finitos utilizada na seção transversal da estaca 27 + 10,00m	56
III.24	Deslocamentos verticais medidos e calculados na seção transversal da estaca 27 + 10,00m ao final da construção	62
III.25	Deslocamentos verticais calculados na seção transversal da estaca 27 + 10,00m	63

FIGURAS		PÁGINAS
III.26	Deslocamentos horizontais medidos e calculados na seção transversal da estaca 27 + 10,00m ao final da construção	64
III.27	Tensões principais ao final da construção na barragem João Durval Carneiro, calculados por elementos finitos	66
III.28	Curvas de mobilização de resistência ao cisalhamento	67
IV.1	Movimentos horizontais do núcleo na barragem EL INFIERNILLO (Apud Marsal e Ramirez, 1967)	71
IV.2	Efeitos de enchimento do reservatório em uma barragem zonada	72
IV.3	Ilustração do comportamento de compressão de materiais devido molhagem (Apud Nobari e Duncan, 1972)	76
IV.4	Sistema solo-mola	77
IV.5	Ilustração esquemática de variações simultâneas em tensões e deformações devido molhagem sob condição unidimensional (Apud Nobari e Duncan, 1972)	77
IV.6	Comparação de curvas tensão-deformação e variação de volume para corpos de prova secos, saturados e secos-saturados em testes de compressão triaxial (Apud Nobari e Duncan, 1972)	79
IV.7	Determinação da relaxação das tensões principais pela molhagem sob volume constante (Apud Nobari e Duncan, 1972)	80
IV.8	Relação entre compressão devido molhagem sob tensão isotrópica e pressão confinante (Apud Nobari e Duncan, 1972)	81
IV.9	Determinação de relaxação de tensões principais devido molhagem sem variação de volume usando eixos de deformação total para curvas molhados (Apud Nobari e Duncan, 1972)	82

FIGURAS		PÁGINAS
IV.10	Modelo de uma partícula de enrocamento no estado seco (Apud Alberro e Leon, 1971)	86
IV.11	Comportamento de um elemento de enrocamento sob o efeito da saturação (Apud Alberro e Leon, 1971)	86
IV.12	Etapa de enchimento, processo incremental	90
V.1	Distribuição granulométrica do material da barragem de Oroville; campo, corpos de prova com 36 polegadas de diâmetro e 1,4 polegadas de diâmetro (Apud Nobari, 1971)	96
V.2	Curvas tensão desviatória x deformação axial para pressão confinante de 46 tf/m ² - calculada de duas séries de parâmetros obtidos de corpos de prova de 3,55cm e 9,14cm de diâmetro (Apud Nobari, 1971)	99
V.3	Curvas deformação volumétrica x deformação axial para a pressão confinante de 46 tf/m ² calculada de duas séries de parâmetros obtidos de corpos de prova de 3,5cm e 91,4cm de diâmetro (Apud Nobari, 1971)	100
V.4	Comparação de movimentos a jusante calculados e medidos na barragem de Oroville causados pelo primeiro enchimento do reservatório	104
V.5	Curvas de recalques causadas pelo enchimento do reservatório - Barragem de Oroville	105
V.6	Recalques medidos na barragem de Oroville - máxima seção transversal (Apud Nobari e Duncan, 1972)	106
V.7	Direções de tensões principais na barragem de Oroville - Reservatório completo	109
V.8	Recalques medidos por anéis magnéticos acoplados ao inclinômetro instalado no núcleo da seção da estaca 27 + 10,00m	112

FIGURAS		PÁGINAS
V.9	Recalques medidos por anéis magnéticos acoplados ao inclinômetro instalado no filtro da seção da estaca 27 + 10,00m	113
V.10	Recalques medidos pelas caixas suecas instalada na aba montante	114
V.11	Recalques medidos pelas caixas suecas instalada na aba jusante	115
V.12	Deslocamentos horizontais devido primeira etapa do enchimento do reservatório da barragem João Durval Carneiro	118
V.13	Deslocamentos horizontais medidos e calculados na seção transversal da estaca 27 + 10,00m devido a primeira etapa do enchimento do reservatório	119
V.14	Curvas de recalques calculados pelo M.E.F. devido a primeira etapa do enchimento do reservatório da barragem João Durval Carneiro	121
V.15	Deslocamentos verticais calculados e medidos devido à primeira etapa do enchimento	122
V.16	Tensões calculadas para a primeira etapa do enchimento do reservatório	123
V.17	Curvas de mobilização de resistência ao cisalhamento da barragem João Durval Carneiro para a primeira etapa do enchimento do reservatório	125
V.18	Deslocamentos horizontais calculados no eixo da seção transversal da estaca 27 + 10,00m para as três etapas do enchimento do reservatório da barragem João Durval Carneiro	126
V.19	Curvas de recalques causados pelo enchimento do reservatório da barragem João Durval Carneiro	127
V.20	Tensões calculadas para o completo enchimento do reservatório	129
A.II.1	Coordenadas de área	136

FIGURAS		PÁGINAS
A.II.2	Pontos no triângulo por coordenadas de área	137
A.II.3	Elemento isoparamétrico triangular de seis nós	138
A.II.4.a	Ação do peso próprio uniforme	142
A.II.4.b	Ação de cargas superficiais uniforme	142
A.II.5.a	Pontos de integração ($n = 5$)	143
A.II.5.b	Pontos de integração ($n = 7$)	143

NOMENCLATURA

\underline{B}	- matriz relação deslocamento x deformação (operador diferencial)
c	- coesão
\underline{C}	- matriz de flexibilidade
d	- parâmetro do coeficiente de Poisson (hipérbole)
\underline{D}	- matriz de elasticidade
E	- módulo de elasticidade
E_t, E_i	- módulo de elasticidade tangente, inicial
F	- parâmetro do coeficiente de Poisson (hipérbole)
\underline{F}^e	- vetor de forças nodais para um elemento
\underline{F}	- vetor de forças nodais globais
\underline{F}_p^e	- vetor de forças nodais equivalentes a cargas de superfície
$\underline{F}_{\sigma_0}^e$	- vetor de forças nodais equivalentes a tensões iniciais
$\underline{F}_{\epsilon_0}^e$	- vetor de forças nodais equivalentes a deformações iniciais
G	- parâmetro do coeficiente de Poisson (hipérbole)
$[J]$	- matriz Jacobiana
K, K_{ur}	- módulo constante (hipérbole) carregamento , descarregamento
\underline{K}^e	- matriz de rigidez de um elemento
\underline{K}	- matriz de rigidez global
L	- fator (exponencial)
L_i, L_j, L_k	- coordenadas de área
m	- expoente (exponencial)
M_B	- módulo volumétrico

M_D	- módulo cisalhante
n, n_{ur}	- expoente (hiperbólico) carregamento, descarregamento
\underline{N}	- matriz das funções de interpolação
P	- valor de ϵ_r correspondente a ϵ_a igual a 1% (exponencial)
\underline{P}	- vetor de forças nodais equivalentes a cargas distribuídas
q	- expoente (exponencial)
R_f	- índice de ruptura (hipérbole)
\underline{S}	- vetor de cargas de superfície
SL	- mobilização de resistência
u	- deslocamento na direção x
v	- deslocamento na direção y
w	- deslocamento na direção z
W	- energia interna de deformação
X	- força de volume na direção x
x	- abcissa } coordenadas } globais
y	
Y	- força de volume na direção y
Z	- força de volume na direção z
z	- coordenada z
γ, γ_w	- peso específico do material, da água
$\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$	- deformação angular no plano xy , no plano xz , no plano yz
$\underline{\partial}, \underline{\partial}^e$	- vetor dos componentes dos deslocamentos no interior do elemento, nodais
Δ	- área do triângulo
$\Delta_\epsilon, \Delta_\sigma$	- incremento de deformação, de tensão
$\underline{\epsilon}, \underline{\epsilon}_\sigma$	- vetor dos componentes de deformações, iniciais
$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$	- deformação na direção x , na direção y , na direção z

$\epsilon_a, \epsilon_r, \epsilon_v$	- deformação axial, radial, volumétrica
ϵ_1, ϵ_3	- deformação principal maior, menor
ξ	- abscissa } coordenadas } locais
η	
ν, ν_t ou ν_{tan}	- coeficiente de Poisson, tangente
P_a	- pressão atmosférica
$\underline{\sigma}, \underline{\sigma}_0$	- vetor dos componentes das tensões, iniciais
σ_d	- tensão desviatória
σ_{sat}	- tensão no material saturado
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	- tensão na direção x, na direção y
$\sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}$	- tensão cisalhante no plano xy, no plano xz, no plano yz
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	- tensão principal, maior, intermediária, menor
$(\sigma_1 - \sigma_3)_f, (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$	- tensão desviatória na ruptura, máxima (hipérbole)
τ_{xy}	- tensão cisalhante no plano xy
\emptyset	- ângulo de atrito interno
$()_1$	- refere-se a local
$()_t$	- refere-se a total
$()_s, ()_{seco}$	- refere-se ao estado seco
$()_m, ()_{sat}$	- refere-se ao estado molhado, saturado
$()_{relaxação}$	- refere-se ao estado de relaxação.

C A P Í T U L O I

I N T R O D U Ç Ã O

A determinação do estado de tensões e deformações no interior de uma barragem, para uma determinada fase de sua vida, é um passo decisivo na previsão do comportamento do maciço, pois permite uma avaliação confiável dos fatores de segurança e dos deslocamentos que deverão ocorrer nesta fase.

Os efeitos de interação entre zonas de características tensão-deformação diferentes estarão sempre presentes em todos os maciços compostos, ou assentes em materiais heterogêneos. No caso de barragens zonadas de terra e enrocamento, essa interação conduz a deslocamentos diferenciais no interior do maciço e a concentração de tensões ao longo das fronteiras entre zonas rígidas e deformáveis. Em duas das principais fases da vida da barragem, final de construção e primeiro enchimento do reservatório, efeitos de interação tais como: geração de zonas de tração, desenvolvimento de zonas de plastificação e a formação de trincas devidas ao fraturamento hidráulico, poderão acarretar consequências que comprometam toda a segurança da obra.

De acordo com as estatísticas apresentadas em ICOLD (1973), um considerável número de barragens rompeu durante a fase de primeiro enchimento do reservatório.

As ferramentas disponíveis atualmente para o estudo dos fenômenos de interação e suas consequências no comportamento de barragens de terra e enrocamento, são: a instrumentação "in situ" e o Método dos Elementos Finitos. As medidas de campo tornam possível estabelecer a posteriori, o comportamento real do maciço com uma boa precisão, mas atualmente a ferramenta analítica que permite uma avaliação do comportamento do maciço ainda na etapa de projeto e para as diversas fases da vida da obra é o Método dos Elementos Finitos.

Nos estudos apresentados neste trabalho são feitas análises do comportamento tensão-deformação de barragens zonadas de terra e enrocamento, nas fases de final de construção e primeiro enchimento do reservatório, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos e supondo-se que os materiais constituintes da estrutura apresentem um

comportamento elástico e não-linear. O objetivo principal destes estudos foi a previsão do comportamento de barragens zonadas de terra e enrocamento, durante a fase de primeiro enchimento do reservatório, através de uma simulação executada por um programa automático de elementos finitos desenvolvido com base nos procedimentos correntemente utilizados para este tipo de previsão. Nestes estudos procura-se destacar os aspectos delicados da aplicação do Método dos Elementos Finitos assim como as dificuldades e limitações atuais nas aplicações práticas.

No capítulo II apresenta-se o programa de elementos finitos CONSAT. Este programa é o resultado de adaptações e modificações no programa de elementos finitos CLAUDION, desenvolvido e apresentado por Mahler (1974) para a simulação da construção por etapas de aterros homogêneos no campo da elasticidade bidimensional. São descritas as modificações e adaptações efetuadas, buscando-se apresentar suas razões do ponto de vista teórico, da formulação dos elementos finitos utilizados, bem como do ponto de vista de observação do comportamento de barragens zonadas de terra e enrocamento.

No capítulo III são apresentadas aplicações do programa CONSAT nas barragens zonadas de terra e enrocamento: Oroville, construída no estado da Califórnia-USA, e João Durval Carneiro construída no estado da Bahia-Brasil. São também apresentadas comparações dos resultados calculados pelo Método dos Elementos Finitos com os medidos através de instrumentação instalada no interior destas barragens. Baseadas nos resultados obtidos são feitas considerações a respeito da interação das diversas zonas das estruturas em análise.

No capítulo IV apresenta-se: 1) uma revisão dos fenômenos que ocorrem em materiais de enrocamento e granulares devido ao efeito de molhagem; 2) os métodos propostos e correntemente utilizados na simulação do enchimento do reservatório de barragens de terra e enrocamento pelo Método dos Elementos Finitos; 3) a escolha e justificativa de um procedimento para o desenvolvimento de um programa automático de elementos finitos que permita a simulação por etapas do primeiro enchimento do reservatório de barragens de terra e enrocamento. Ao programa desenvolvido denominou-se ENCHIBAR.

No capítulo V apresenta-se aplicações do programa ENCHIBAR às barragens Oroville-USA e João Durval Carneiro-Brasil. São apresenta -

das comparações dos resultados calculados pelo Método dos Elementos Finitos com os medidos por meio da instrumentação instalada no interior do maciço. Com base nos resultados calculados e medidos são apresentadas considerações a respeito da interação, durante a fase de primeiro enchimento do reservatório, dos diversos materiais constituintes da estrutura.

No capítulo VI são apresentadas recomendações sobre a utilização dos programas automáticos CONSAT e ENCHIBAR.

No capítulo VII são mostradas as principais conclusões deste trabalho.

No capítulo VIII são apresentadas sugestões para futuros trabalhos que deem continuidade à linha de pesquisa de Aplicações do Método dos Elementos Finitos em Geotecnia.

C A P Í T U L O I I

APLICAÇÕES DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NA SIMULAÇÃO
DA CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO

II.1 - INTRODUÇÃO

Durante a fase de projeto de uma barragem interessa ao engenheiro a previsão de tensões e deformações que se desenvolverão nas diversas fases da vida da obra: construção, enchimento do reservatório, operação e possível esvaziamento do reservatório. A partir destas previsões, efetuam-se análises de estabilidade para avaliação das condições de segurança da obra.

Usualmente, para determinação das condições de segurança de uma barragem, são utilizados métodos baseados em equilíbrio limite, os quais fornecem somente uma análise da estabilidade do maciço em termos de tensões, sendo assim necessário uma análise complementar para a previsão das deformações e deslocamentos que possam vir a ocorrer.

Segurança é a razão fundamental para que sejam observadas as deformações em barragens. Simultaneamente existe a necessidade de um melhor entendimento dos conceitos básicos de um projeto, assim como das características tensão-deformação-resistência ao cisalhamento dos materiais componentes do maciço.

Rupturas de aterros são quase sempre precedidas por sinais observáveis, tais como: aumento da velocidade de deformações, recalques diferenciais, fissuras, percolação, desenvolvimento de pressões neutras.

Com a finalidade de previsão de tensões e deformações no interior de maciços de terra, e baseados na teoria da elasticidade, foram desenvolvidos vários procedimentos, dos quais ressaltam-se os que utilizam as técnicas de diferenças finitas (Bishop, 1952), ou de elementos finitos (Clough e Woodward, 1967).

Atualmente, com a crescente difusão dos modernos computadores digitais o método dos elementos finitos é largamente utilizado, devendo-se isto também ao fato da facilidade de sua aplicação às estru-

turas de geometria complexa e compostas por diferentes materiais .

O objetivo principal deste capítulo é a apresentação do método dos elementos finitos como usado para o desenvolvimento de um programa computacional, no campo da elasticidade bidimensional, para a simulação da construção por etapas de barragens com seções homogêneas ou não. Para a elaboração deste programa foram utilizados os ele - mentos isoparamétricos quadrilateral de oito nós, apresentado em (Mahler, 1974) e o triangular de seis nós, apresentado no apêndice II. A figura II.1 a) e b) mostra estes dois elementos. Este programa resultou de adaptações e modificações no programa de elementos finitos, CLAUDION, codificado e apresentado por Mahler (1974), pa-ra simulação da construção de barragens homogêneas.

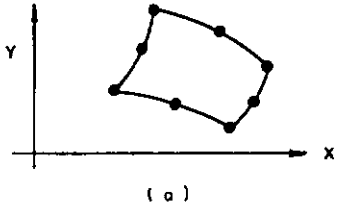
Neste capítulo são descritas as modificações e adaptações efetua - das, baseando-se apresentar suas razões do ponto de vista teórico da formulação do método dos elementos finitos, bem como do ponto de vista prático de observações de comportamentos de barragens zonea - das, de terra e enrocamento.

II.2 - NOÇÕES DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (M.E.F.)

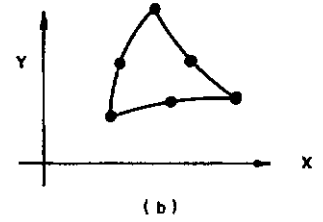
A mecânica das estruturas em geral; metálicas, de madeira, de con-creto, de solos e/ou rochas, baseia-se na mecânica dos sólidos de-formáveis, a qual objetiva a determinação de campos de tensões, de formações e deslocamentos no interior de um sólido genérico subme-tido a uma solicitação qualquer.

Análises geométricas são comumente utilizadas para a obtenção de relações entre as deformações e os deslocamentos. Para os casos em que ocorrem pequenos valores de deformações e deslocamentos, utilizando-se um sistema triortogonal OXYZ para referenciar um determi-nado sólido, e sendo u, v, w os deslocamentos nos sentidos x, y e z respectivamente, tem-se as relações:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} & \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} & \gamma_{xz} &= \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \\ \epsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} & \gamma_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial y} \end{aligned} \quad [\text{ II.1 }]$$



ISOPARAMÉTRICO
QUADRÁTICO — SERENDIPITY



ISOPARAMÉTRICO TRIANGULAR
LAGRANGIANO

FIGURA II.1 - ELEMENTOS FINITOS PLANOS UTILIZADOS.

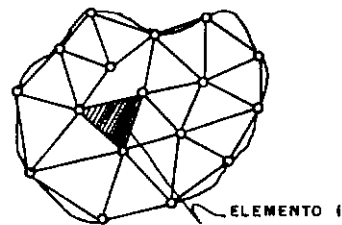


FIG. II.2 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.

Para o caso em que o sólido esteja em equilíbrio, tem-se as equações gerais:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0\end{aligned}\quad [\text{II.2}]$$

onde X, Y e Z são forças por unidade de volume distribuídas no sólido. Obtém-se assim nove equações relacionando quinze incógnitas, ou sejam, três deslocamentos, seis deformações e seis tensões. As demais seis equações que possibilitarão a resolução do sistema são as relações constitutivas entre tensões e deformações. No caso de um material elástico, linear e isótropo, tem-se pela lei de Hooke:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)] & \gamma_{xy} &= \frac{2 (1 + \nu)}{E} \sigma_{xy} \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)] & \gamma_{xz} &= \frac{2 (1 + \nu)}{E} \sigma_{xz} \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] & \gamma_{yz} &= \frac{2 (1 + \nu)}{E} \sigma_{yz}\end{aligned}\quad [\text{II.3}]$$

onde: E = módulo de elasticidade
 ν = coeficiente de Poisson.

A solução do problema geral da teoria da elasticidade possui um caráter básico, e mesmo quando o comportamento reológico do material é diferente do elástico, o mesmo pode ser estudado por meio de combinações convenientes de soluções em regime elástico.

"São pouco numerosas as soluções completas obtidas até hoje pela teoria da elasticidade. Pode-se afirmar que o método dos elementos finitos se constitui no primeiro método direto geral, embora numérico, que possibilita a solução de problemas da teoria da elasticidade, e por extensão, também de problemas ligados a materiais com comportamentos reológicos diferentes. Este é o papel fundamental desempenhado pelo método dos elementos finitos na mecânica das estruturas". (Zagotis, 1975).

II.3 - FORMULAÇÃO ESTRUTURAL DO M.E.F.

O M.E.F., em termos estruturais, apresenta-se de uma forma bem intuitiva, o que decorre de seus fundamentos básicos serem os do método dos deslocamentos.

A metodologia aqui apresentada, será restrita a problemas de elasticidade bidimensional, ficando porém claro, a generalidade do método.

II.3.1 - O Problema Estrutural

Um contínuo elástico, com infinitos graus de liberdade é solicitado. Busca-se a determinação das tensões e deslocamentos em todo esse contínuo. Soluções exatas existem somente para alguns poucos casos. Resta então, através de métodos numéricos, obter-se soluções aproximadas para os casos mais complexos.

II.3.2 - Análise Estrutural pelo M.E.F.

O conceito básico do M.E.F. é a idealização do contínuo como uma montagem de elementos discretos e interconectados em pontos nodais, como o exemplo mostrado na fig. II.2. Escolhem-se incógnitas do problema em função das quais, são expressas todas as grandezas a serem determinadas. Nos problemas estruturais aqui tratados, as incógnitas são os deslocamentos nodais.

II.3.2.1 - Determinação dos Deslocamentos à partir dos Deslocamentos Nodais

Através de funções de interpolação, também denominadas funções de forma, obtém-se os deslocamentos em qualquer ponto do elemento a partir dos deslocamentos nodais. Ou seja,

$$\underline{\delta} = \underline{N} \underline{\delta}^e \quad [II.4], \quad \text{onde:}$$

$\underline{\delta}$ = deslocamentos de um ponto genérico do elemento

\underline{N} = matriz das funções de interpolação

$\underline{\delta}^e$ = vetor dos deslocamentos dos pontos nodais do elemento.

Para o caso particular de problemas no estado de deformação plana, tem-se:

$$\underline{\delta} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \underline{N} \quad \underline{\delta}^e = \underline{N} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad [\text{II.5}]$$

II.3.2 - Determinação das Deformações

Determinados os deslocamentos no elemento, as deformações podem ser obtidas através das equações II.1. Para o caso particular de deformação plana, o vetor de deformações pode ser escrito como:

$$\underline{\epsilon} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad [\text{II.6}]$$

Substituindo-se II.5 em II.6 tem-se:

$$\underline{\epsilon} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{Bmatrix} \underline{N} \underline{\delta}^e \quad [\text{II.7}]$$

$$\text{ou } \underline{\epsilon} = \underline{B} \underline{\delta}^e \quad [\text{II.8}]$$

$$\text{onde: } \underline{B} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{Bmatrix} \underline{N} \quad [\text{II.9}]$$

II.3.2.3 - Determinação das Tensões

As equações II.3 podem ser escritas na forma matricial,

$$\underline{\varepsilon} = \underline{C} \underline{\sigma} \quad [\text{II.10}]$$

onde \underline{C} representa a matriz que relaciona as tensões com as deformações.

A partir destas relações, as tensões podem ser obtidas em função das deformações conforme o exposto a seguir: pré-multiplicando-se II.10 por \underline{C}^{-1} , obtém-se

$$\underline{C}^{-1} \underline{\varepsilon} = \underline{\sigma} \quad \text{ou} \quad \underline{\sigma} = \underline{D} \underline{\varepsilon} \quad [\text{II.11}],$$

com $\underline{D} = \underline{C}^{-1}$.

A matriz \underline{D} , denominada matriz de elasticidade, depende das propriedades elásticas do material e do tipo de problema em análise.

II.3.2.4 - Obtenção das Cargas Nodais Equivalentes às Solicitações no Contínuo

Os deslocamentos nodais citados como incógnitas nos itens anteriores, são determinados a partir da aplicação das cargas atuantes no contínuo. Esta aplicação, envolve a transferência de quaisquer cargas, distribuídas no interior do contínuo ou atuantes em sua superfície, para um sistema de forças estaticamente equivalente aplicado nos nós.

Utilizando-se o princípio dos trabalhos virtuais, podem ser deduzidas as expressões correspondentes a essas equivalências, conforme o mostrado a seguir, para as cargas distribuídas. Utilizar-se-á

$$\underline{F}^e = \begin{Bmatrix} F_{xi} \\ F_{yi} \\ F_{xj} \\ F_{yj} \\ \vdots \end{Bmatrix}$$

para denominar o vetor de cargas equivalentes, correspondentes aos deslocamentos nodais $\underline{\delta}^e$. As cargas distribuídas serão representadas por \underline{P} e os deslocamentos devido a estas cargas por $\underline{\delta}$.

Impondo-se pequenos deslocamentos nodais $\delta \underline{\delta}^e$ (virtuais), nos nós

do elemento, resultarão:

Trabalho das forças nodais = $\delta \underline{\delta}^{eT} \cdot \underline{F}^e$, e devido a estes deslocamentos nodais virtuais, os deslocamentos e deformações no elemento serão:

$$\delta \underline{\delta} = \underline{N} \delta \underline{\delta}^e \quad [\text{II.12}]$$

$$\delta \underline{\varepsilon} = \underline{B} \delta \underline{\delta}^e \quad [\text{II.13}],$$

resultando então as expressões,

Trabalho das cargas distribuídas por unidade de volume = $\delta \underline{\delta}^T \underline{P}$

Trabalho realizado pelas tensões internas por unidade de volume =
 $= \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma}.$

Igualando-se o trabalho realizado pelas cargas externas com o desenvolvido pelas tensões internas, e integrando-se sobre o volume, obter-se-á:

$$\delta \underline{\delta}^{eT} \underline{F}^e + \int_{\text{vol}} \delta \underline{\delta}^T \underline{P} \, dv = \int_{\text{vol}} \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} \, dv \quad [\text{II.14}].$$

Substituindo-se II.12 e II.13 em II.14, ter-se-á,

$$\delta \underline{\delta}^{eT} \underline{F}^e + \delta \underline{\delta}^{eT} \int_{\text{vol}} \underline{N}^T \underline{P} \, dv = \delta \underline{\delta}^{eT} \int_{\text{vol}} \underline{B}^T \underline{\sigma} \, dv \quad [\text{II.15}]$$

Esta expressão é válida para quaisquer deslocamentos virtuais, e portanto, pode ser escrita como,

$$\underline{F}^e = \int_{\text{vol}} \underline{B}^T \underline{\sigma} \, dv - \int \underline{N}^T \underline{P} \, dv \quad [\text{II.16}].$$

Das equações II.23 e II.27 obtém-se,

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{B} \underline{\delta}^e \quad [\text{II.17}]$$

Com isso, II.16 pode ser escrita como,

$$\underline{F}^e = \int_{\text{vol}} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} \, dv - \int_{\text{vol}} \underline{N}^T \underline{P} \, dv \quad [\text{II.18}],$$

onde a última integral representa as forças nodais equivalentes às cargas distribuídas,

$$\underline{F}_p^e = \int_{vol} \underline{N}^T \underline{P} dv \quad [II.19],$$

de forma semelhante, podem ser obtidas as forças nodais equivalentes aos diversos tipos de solicitações, conforme os exemplos relacionados a seguir.

$$\underline{F}_{\sigma_0}^e = - \int_{vol} \underline{B}^T \underline{\sigma}_0 dv = \text{forças devido a tensões iniciais, onde } \underline{\sigma}_0 \text{ é o vetor de tensões iniciais.}$$

$$\underline{F}_{\epsilon_0}^e = \int_{vol} \underline{B}^T \underline{D} \underline{\epsilon}_0 dv = \text{forças devido a deformações iniciais, onde } \underline{\epsilon}_0 \text{ é o vetor de deformações iniciais.}$$

$$\underline{F}_b^e = \int_{vol} \underline{N}^T \underline{S} dA = \text{forças devido a cargas de superfície, onde } \underline{S} \text{ é o vetor de cargas de superfície.}$$

A primeira integral da equação II.18, representa a rigidez do elemento.

$$\underline{K}^e = \int_{vol} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} d(vol) \quad [II.20],$$

e aquela equação pode ser escrita como

$$\underline{F}^e + \underline{F}_p^e = \underline{K}^e \cdot \underline{\delta}^e \quad [II.21],$$

que é a relação de rigidez do elemento. Geralmente, para os elementos normalmente utilizados, a rigidez do elemento \underline{K}^e é uma expressão conhecida.

II.3.2.5 - Obtenção da Matriz de Rigidez Global do Contínuo

O item anterior, referiu-se a um elemento, ou seja, uma parte discreta do contínuo. Há necessidade então da montagem das contribuições de cada elemento para a análise global do contínuo.

Para a obtenção da matriz de rigidez global e do vetor de cargas global, necessita-se somente da aplicação da superposição dos resultados obtidos em cada elemento isoladamente, pois o contínuo, como um todo, atende às condições para a aplicação do princípio dos trabalhos virtuais. Pode-se escrever a expressão da matriz global, como

$$\underline{K} = \bigcup \underline{K}^e, \quad \text{onde}$$

\underline{K} = matriz de rigidez global

$\bigcup \underline{K}^e$ = união das matrizes de rigidez de cada elemento.

Deve-se observar que este somatório, aplica-se somente aos termos da matriz de rigidez global em que há a contribuição a um nó comum, de dois ou mais elementos. O resultado desta adição é da forma:

$$\underline{K} = \left[\begin{array}{cccc} \boxed{} & & & \\ & \boxed{} & & \\ & & \boxed{} & \\ & & & \boxed{} \\ & & & & \boxed{} \end{array} \right] \quad [\text{II.22}]$$

que resulta geralmente em uma matriz de banda, se a numeração dos nós é consecutivo e os elementos são dispostos em camadas horizontais.

As contribuições de cada elemento, para o vetor de carga global, é adicionada diretamente nos nós da estrutura global.

II.4 - ANÁLISES DE BARRAGEM PELO M.E.F.

As análises descritas neste item, referem-se a problemas nos estados de deformação plana ou tensão plana.

Geralmente, caracteriza-se o estado de deformação plana na seção transversal máxima de barragens que apresentam um comprimento bem superior a altura. Entretanto, podem ser citados estudos, tais como: Law (1975), Simons (1975), Orgler (1983), Alberro (1977), em que as análises no estado plano-deformação, de seções transversais de barragens que não satisfazem o critério acima, forneceram resultados satisfatórios. O estado de tensão plana pode ocorrer em seções transversais de barragens de concreto.

A aplicação do M.E.F. requer que a seção em análise seja discretizada em elementos, conforme o exposto no item II.3.2, e que cada

elemento seja constituído por apenas um material.

Mahler (1974), utilizando o elemento isoparamétrico (*) quadrilateral de oito nós, desenvolveu o programa CLAUDION, para a simulação da construção de aterros por etapas, obtendo resultados de tensões e deformações nos pontos nodais dos elementos. "Em virtude das deformações e tensões nas interfaces dos elementos não serem contínuas, adota-se nos pontos nodais a média aritmética dos valores obtidos nos elementos que incidem nestes pontos. Fica-se assim com valores próximos dos reais apenas em média. Este problema acentua-se no caso de ter-se dois elementos vizinhos de características físicas completamente diferentes", (Mahler, 1974).

A presença de diferentes materiais em um aterro, além de outros fatores, pode resultar em deslocamentos relativos e transferência de carga ou arqueamento (**), de um material para outro. A necessidade de representação destes fatores, requer que as tensões e as deformações sejam obtidas no interior de cada elemento, e em pontos que forneçam resultados satisfatórios destas grandezas.

"Em análises envolvendo elementos integrados numericamente, tais como elementos isoparamétricos, a experiência tem mostrado que os pontos de integração são os melhores pontos de obtenção de grandezas derivadas dos deslocamentos adotados. Os nós, geralmente utilizados para saídas destes valores, parecem ser os pontos mais falhos, o que explica-se pelo fato de que as funções de interpolação, tendem a apresentar um mau comportamento próximo às extremidades da região de interpolação. É portanto razoável esperar-se que as grandezas derivadas (tensões e deformações) das funções de interpolação, no interior dos elementos, sejam mais precisas que as obtidas na periferia", (Hinton e Ricketts, 1975).

(*) Isoparamétrico - elemento em que se utilizam as mesmas funções de interpolação dos deslocamentos, para representar a geometria desse elemento.

(**) Arqueamento - fenômeno ocorrido entre dois elementos adjacentes, com propriedades físicas diferentes em que o menos rígido "pendura-se" no de maior rigidez, ocasionando assim uma sobrecarga no mais rígido.

II.4.1 - Adaptação do Programa CLAUDION para Análise de Barragens Zoneadas

Em barragens zoneadas, devido aos diferentes parâmetros tensão-deformação das diversas zonas do aterro, surgem dificuldades na análise pelo M.E.F. quando da simulação da construção por etapas, as quais não apareciam na construção de aterros homogêneos. Em cada nova camada incorporada, na análise pelo M.E.F., ocorre uma transferência de carga do material menos rígido para o mais rígido, que não é compatível com o observado em obras reais. Disto resulta tensões muito altas no material mais rígido e muito baixas no menos rígido, podendo até ocasionar ruptura deste último material quando da colocação da camada subsequente, devido aos baixos valores da tensão confinante e aos altos valores da tensão cisalhante.

"Este comportamento parece resultar do fato que as camadas utilizadas nas análises são muito espessas. Estudos mostraram que se camadas muito finas fossem empregadas, as condições de tensões dentro de cada uma dessas camadas imediatamente após sua colocação, correspondem exatamente à condição de repouso, e a ruptura não ocorreria durante a colocação da camada subsequente. Ocorrendo em vez disso, um aumento na resistência do material, já que os valores de σ_3 aumentavam", (Kulhawy et al, 1969).

A utilização de muitas camadas finas torna-se impossível devido a limitações computacionais e econômicas. Observações de instrumentação mostram que para pequenas alturas não há a ocorrência do arqueamento entre materiais adjacentes que apresentem rijezas diferentes. F. List et al (1982), em estudos sobre a barragem de MATHAUS, na Alemanha, concluíram que:

- a) Para pequenas alturas $\sigma_v = \gamma h$ e $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ com K_0 podendo ser estimado pela relação de Jaky com correção devido compactação.
- b) Para pequenas alturas não atuam tensões cisalhantes nos planos verticais e horizontais, ou seja, $\sigma_1 = \sigma_v$ e $\sigma_3 = \sigma_h$.

Com base nestes estudos e observações, as tensões em cada nova camada incorporada são arbitradas pelo programa. A tensão vertical inicial em um ponto é igual a γh , sendo γ o peso específico do material e h a distância do ponto à superfície da camada. A tensão

cisalhante inicial neste ponto é obtida pela expressão $0,5 \cdot \gamma h \cdot \sin \alpha$, sendo α o ângulo que a superfície da camada incorporada faz com a horizontal. Para o cálculo das tensões horizontais iniciais arbitra-se um coeficiente de poisson (ν) e iguala-se a tensão horizontal à expressão $\nu \cdot \gamma \cdot h / (1 - \nu)$. Com os valores das tensões, vertical, horizontal e cisalhante, são calculados os valores dos parâmetros elásticos E e ν . Caso os coeficientes de poisson calculado e arbitrado não coincidam, é feito um procedimento iterativo até que se obtenha uma diferença máxima de 0,0001. Para as solicitações das camadas subsequentes, as tensões e deformações na camada são determinadas pelo procedimento usual do M.E.F.

II.4.2 - Comportamento Tensão-Deformação

O comportamento não-linear apresentado pelos solos e enrocamentos pode ser representado por relações não lineares entre os parâmetros elásticos e os estados de tensão e/ou de deformação.

As formulações utilizadas nas análises, são aqui apresentadas de forma sucinta. Deduções detalhadas podem ser obtidas em Mahler (1974).

II.4.2.1 - Módulo de Elasticidade Tangente

A relação não-linear, entre o módulo de elasticidade tangente e o estado de tensões em um ponto, é representada pela formulação hiperbólica proposta por Kondner e Zelasco (1963), para solos granulares, e adaptada por Kulhawy et al (1969) para os diversos solos.

A relação pode ser escrita como,

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \times E_i \quad [\text{II.23}]$$

em que:

R_f = índice de ruptura

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desviatória atuante

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ = tensão desviatória na ruptura

E_i = módulo de elasticidade inicial.

O critério de ruptura adotado é o de Mohr-Coulomb, podendo-se então expressar a tensão desviatória de ruptura na forma,

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2 (c \cdot \cos \emptyset + \sigma_3 \cdot \sin \emptyset)}{1 - \sin \emptyset} \quad [\text{II.23a}] \quad \text{onde,}$$

c e \emptyset são a coesão e o ângulo de atrito do material.

Para representação do módulo de elasticidade inicial, utilizou-se a relação proposta por Jambu (1963), $E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$, em que:

K e n = constantes dos solos

p_a = pressão atmosférica na mesma unidade que σ_3

σ_3 = pressão confinante no ensaio.

II.4.2.2 - Coeficiente de Poisson

Para a representação do coeficiente de Poisson tangente, utilizou-se a formulação exponencial proposta por Lade (1972), em que este parâmetro pode ser obtido da expressão,

$$\nu = L m \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^q \epsilon_a^{m-1} \quad [\text{II.24}]$$

em que:

L, m, q = constantes dos solos obtidos através de ensaios triaxiais.

ϵ_a = deformação axial ou principal maior

p_a, σ_3 = pressão atmosférica, tensão confinante.

II.4.2.3 - Critério Descarregamento-Recarregamento

Ao sofrer um ciclo de descarregamento-recarregamento após ter atingido um determinado estado de tensão, devido carregarmento, os solos geralmente apresentam um comportamento como o mostrado na figura II.3. Para a representação deste ciclo, foi utilizado a relação linear equivalente, proposta por Duncan e Chang (1970), em que o módulo de elasticidade é expresso por:

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n_{ur}} \quad \text{onde,}$$

K_{ur}, n_{ur} = constantes do solo.

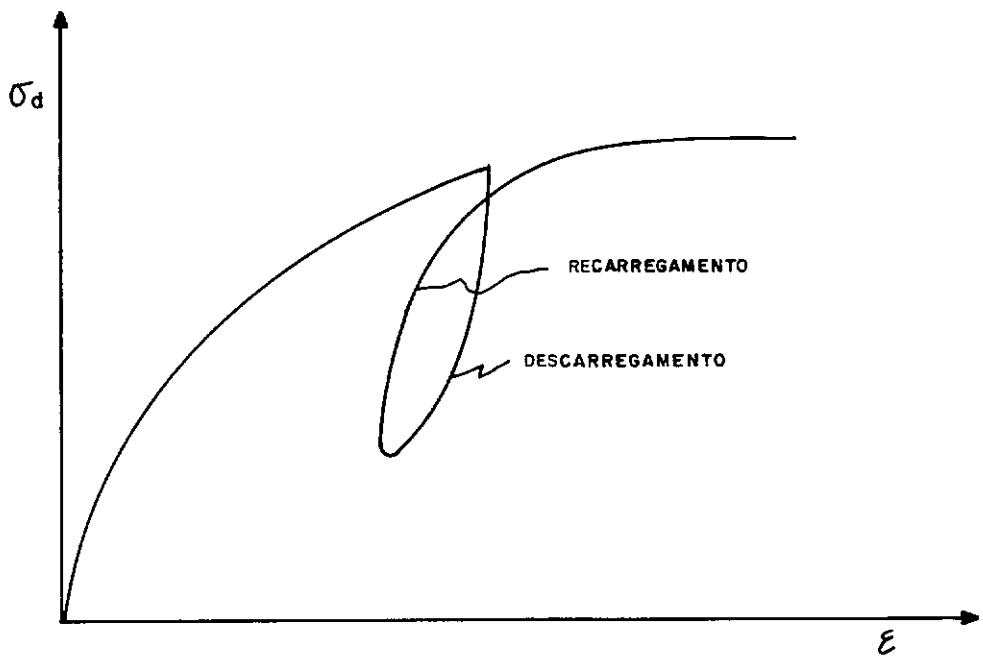


FIG. II. 3. COMPORTAMENTO DESCARREGAMENTO - RECARREGAMENTO

O critério adotado para utilização deste módulo é baseado no nível de tensões atingido

$$SL = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)f, \quad \text{em que:}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \text{tensão desviatórica atuante}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)f = \text{tensão desviatórica na ruptura.}$$

Para SL menor que o máximo já atingido, Eur é utilizado e para SL maior que o máximo já obtido, então Et é o módulo de elasticidade considerado.

II.4.2.4 - Comportamento Pós-Ruptura

Quando a tensão desviatórica atinge o valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)$, o material perde sua capacidade de resistir ao cisalhamento, a menos que a tensão octaédrica seja aumentada.

As condições de ruptura são modeladas de acordo com o procedimento sugerido por Clough e Woodward (1967), em que a relação incremental tensão-deformação, para o estado de deformação plana, é reescrita na forma:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M_B + M_D & M_B - M_D & 0 \\ M_B - M_D & M_B + M_D & 0 \\ 0 & 0 & M_D \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad [\text{II.25}],$$

onde:

$$M_B = \text{módulo volumétrico} = \frac{E}{2(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

$$M_D = \text{módulo cisalhante} = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Para representar a alta resistência à deformação volumétrica e a baixa resistência ao cisalhamento em um ponto que atinge a ruptura, o valor de M_B é mantido igual ao valor atingido antes da ruptura e o valor de M_D é anulado. Assim, um ponto que sofre ruptura pode acumular tensões octaédricas e readquirir sua capacidade de resistir às tensões cisalhantes atuantes neste ponto.

II.4.2.5 - Técnica Incremental Utilizada

Na construção de um aterro por etapas, a adoção dos parâmetros elásticos representativos dos materiais, para cada etapa considerada, está intrinsecamente relacionada aos deslocamentos que serão obtidos, sendo as tensões pouco afetadas.

Estudos anteriores, Kulhawy et al (1969), Mahler (1974), mostram que a utilização da técnica das tensões intermediárias fornece resultados de deslocamentos bem coerentes aos obtidos em obras reais. Esta técnica foi mantida no programa aqui adaptado.

C A P Í T U L O I I I

ANÁLISE DA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS OROVILLE E JOÃO DURVAL
CARNEIRO UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

III.1 - OBJETIVOS

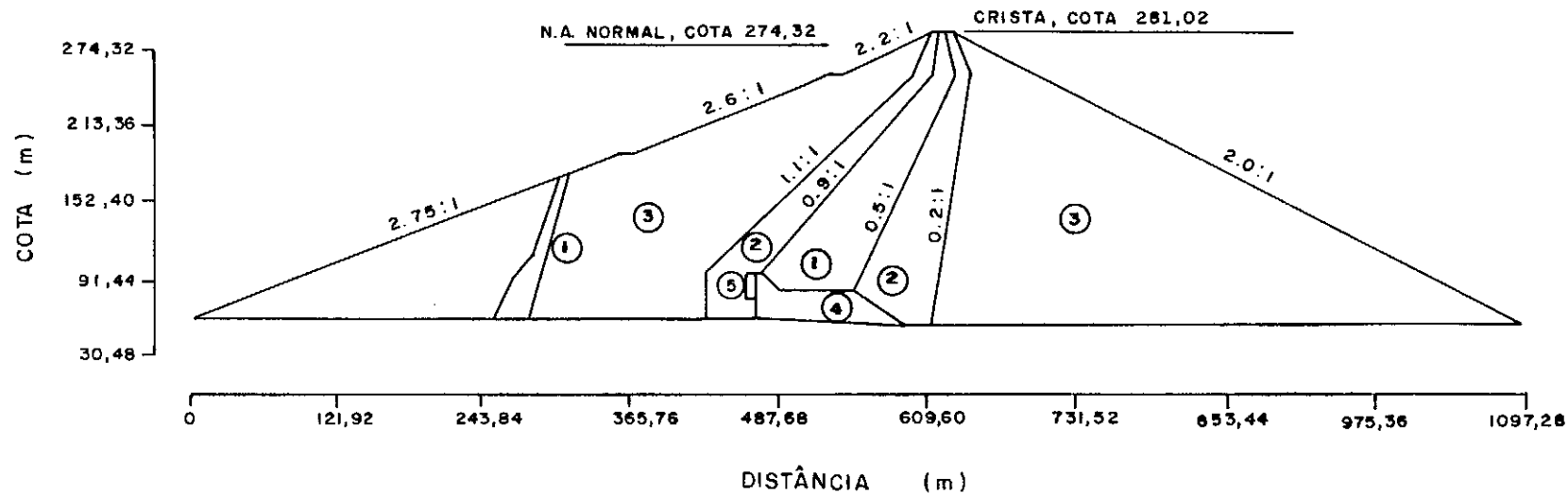
As análises presentes neste capítulo objetivam a verificação da eficiência do programa de elementos finitos CONSAT, desenvolvido conforme o exposto no capítulo II, assim como a sua utilização na previsão do comportamento, ao final de construção, de uma barragem zoneada de terra e enrocamento. Com estas finalidades são simuladas as construções das barragens: Oroville, construída no estado da Califórnia, nos Estados Unidos, e João Durval Carneiro, construída no estado da Bahia, no Brasil.

A análise da barragem Oroville consiste na comparação dos resultados calculados utilizando-se o programa CONSAT com os obtidos por meio da instrumentação instalada no maciço da barragem, sendo também apresentados os resultados obtidos por Kulhawy e Duncan (1970), os quais utilizaram o programa de elementos finitos LSBILD, desenvolvido por Kulhawy, Duncan e Seed (1969).

A análise da barragem João Durval Carneiro consiste na simulação da construção do aterro utilizando o programa CONSAT, na comparação dos resultados calculados com os medidos no maciço por meio da instrumentação instalada e em estudos sobre o comportamento da estrutura ao término de sua construção.

III.2 - BARRAGEM DE OROVILLE

A barragem de Oroville, com uma altura máxima de aproximadamente 220m, é uma barragem de enrocamento com um núcleo argiloso e ligeiramente inclinado para montante. Esta barragem foi projetada e construída sob a supervisão do Departamento de Recursos Hídricos (DWR) da Califórnia. Sua máxima seção transversal, a qual foi utilizada na análise, está mostrada na figura III.1. A parte do maciço a montante do bloco de concreto foi construída primeiro, e serviu como uma ensecadeira durante a construção do resto da barragem. A descrição detalhada desta barragem pode ser encontrada em Kulhawy



- ① - NÚCLEO IMPERMEÁVEL
- ② - TRANSIÇÃO
- ③ - ENROCAMENTO
- ④ - BLOCO DE CONCRETO
- ⑤ - ARGILA MENOS RIJA (DENOMINAR-SE-Á ARGILA MOLE)

FIG. III.1 - SEÇÃO MÁXIMA DA BARRAGEM DE OROVILLE (APUD KULHAWY ETAL, 1970)

e Duncan (1970).

III.2.1 - Simulação da Construção Utilizando o Programa LSBILD

O programa LSBILD, utilizado na simulação da construção da barragem de Oroville por Kulhawy e Duncan (1970), foi desenvolvido na Universidade de Berkeley, na Califórnia, e permite análise nos estados de tensão ou deformação plana.

Este programa calcula deslocamentos, deformações e tensões durante a construção do maciço, sendo possível, na análise, a utilização de partes pré-existentes. A construção do maciço pode ser simulada em camadas, sendo utilizado o modelo elástico e não-linear com as formulações hiperbólicas, propostas por Kulhawy et al (1969), para a representação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson tangentes. Na construção por camadas o cálculo das tensões iniciais em um ponto no interior de cada nova camada lançada é feito de acordo com o exposto no item II.4.1.

As deformações do novo elemento e os deslocamentos de seus pontos nodais superiores são iguais a zero, sendo portanto considerados pontos de referência para deformações e deslocamentos devido a carregamentos subsequentes.

Os critérios utilizados para representação dos comportamentos descarregamento-recarregamento e pós-ruptura são os descritos nos itens II.4.2.3 e II.4.2.4 respectivamente.

Em cada elemento as tensões e as deformações são obtidas no centro, sendo estes valores representativos de todo o elemento para o cálculo dos parâmetros elásticos E e ν .

III.2.1.1 - Discretização das Estruturas

Nas análises efetuadas foram considerados como componentes da estrutura do maciço os cinco materiais mostrados na figura III.1 ou seja: enrocamento, transição, núcleo argiloso, concreto e argila mole a montante do bloco de concreto.

Com a finalidade de uma representação mais real da execução da bar

ragem, Kulhawy et al (1970) executaram inicialmente a simulação de construção da ensecadeira em cinco etapas. Os resultados obtidos nesta análise foram utilizados, como dados iniciais da ensecadeira, para a simulação da construção do restante do maciço, o qual foi executado em doze etapas. A discretização utilizada na análise da seção transversal máxima, inclusive ensecadeira, está mostrada na figura III.2.

III.2.1.2 - Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais

Kulhawy e Duncan (1970), utilizando os resultados dos ensaios triaxiais CD (consolidado-drenado) nos materiais de enrocamento e transição executados por Marachi et al (1969), determinaram os parâmetros hiperbólicos para o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson tangente, além dos parâmetros de resistência ao cisalhamento destes materiais. Para a execução destes ensaios foram utilizados corpos de prova com trinta e seis polegadas de diâmetro.

Para o núcleo argiloso e a argila mole, foram utilizados ensaios triaxiais UU (não consolidado-não drenado) para a determinação dos parâmetros acima citados. Utilizou-se a hipótese de que, durante a fase de construção da barragem não houve dissipação de pressão neutra nestes materiais. A tabela III.1 mostra o resumo destes parâmetros.

III.2.2 - Simulação da Construção Utilizando o Programa CONSAT

Este programa já foi descrito com detalhes no capítulo II deste trabalho.

III.2.2.1 - Discretização das Estruturas

Visando também a uma representação mais real da execução da barragem, e conforme o procedimento utilizado por Kulhawy e Duncan (1970), procedeu-se inicialmente a construção da ensecadeira em quatro etapas, utilizando-se os resultados obtidos como dados iniciais para a construção do restante do maciço, simulado em oito etapas. As fi

249 ELEMENTOS 286 PONTOS NODAIS

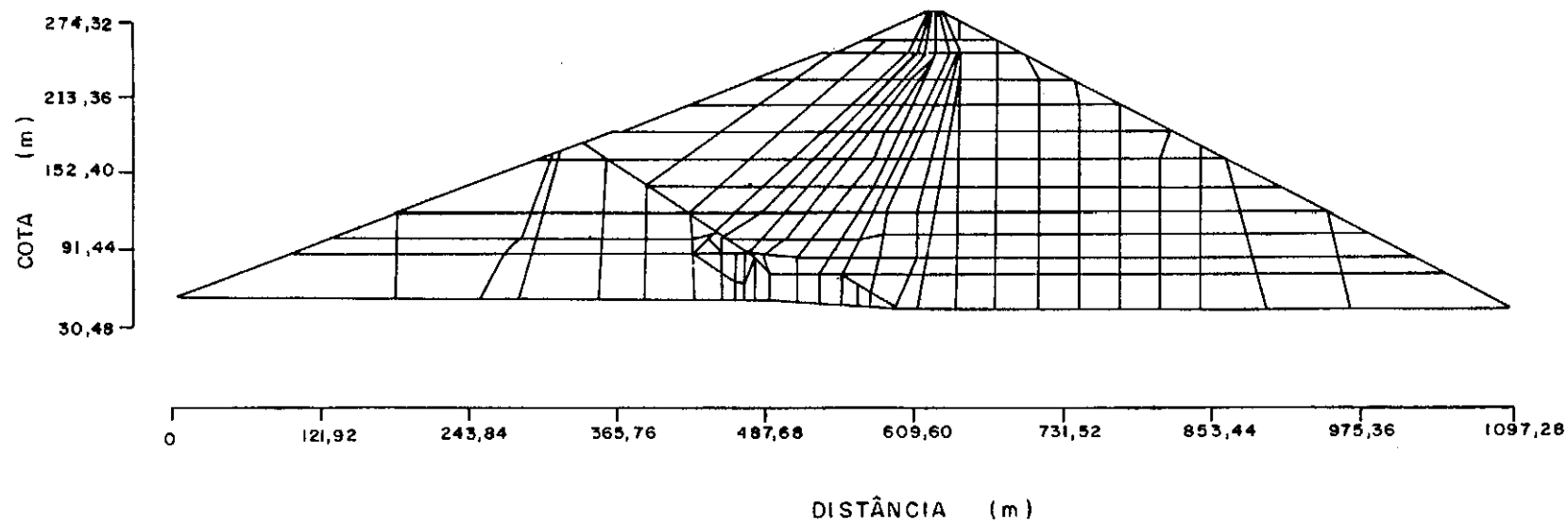


FIG. III.2 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA A SEÇÃO MÁXIMA DE OROVILLE.
(APUD KULHAWY ET AL, 1970).

TABELA III.1 - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS PARA O MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON TANGENTES E DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS MATERIAIS COMPONENTES DA BARRAGEM DE OROVILLE

PARÂMETRO	PARÂMETROS EMPREGADOS NA ANÁLISE					
	SÍMBOLO	ENROCAMENTO	TRANSIÇÃO	ARGILA DO NÚCLEO	ARGILA MOLE	CONCRETO (b)
PESO ESPECÍFICO (tf/m ³)	γ	2,40	2,40	2,40	2,00	2,59
COESÃO (tf/m ²)	c	0	0	12,89 (a)	2,93	2107
ÂNGULO DE ATRITO (graus)	ϕ	43,5	43,5	25,10	13,00	0
CONSTANTE DO MÓDULO	K	3780	3350	345	150	145.600
EXPONENCIAL (n)	n	0,19	0,19	0,76	1,0	0
ÍNDICE DE RUPTURA	Rf	0,76	0,76	0,88	0,9	1,0
PARÂMETROS DO	G	0,43	0,43	0,30	0,49	0,15
COEFICIENTE DE	F	0,19	0,19	-0,05	0	0
POISSON	d	14,80	14,80	3,83	0	0
REDUÇÃO EM ϕ PARA UM	$\Delta\phi$	6,0	6,0	0	0	0
CICLO LOGARÍTMICO						

(a) - c e ϕ para $(\sigma_1 + \sigma_3) < 488,00$ tf/m²; c = 99,50 tf/m², $\phi = 4^\circ$ para $(\sigma_1 + \sigma_3) > 488,00$ tf/m².

(b) - Resistência à tração do concreto ≈ 137 tf/m².

guras III.3 e III.4 mostram as malhas de elementos finitos utilizadas. Com o objetivo de uma verificação do arqueamento ocorrido entre os materiais de compressibilidades diferentes, houve uma maior concentração de elementos finitos nas zonas próximas dos contatos entre estes materiais.

III.2.2.2 - Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais

Como já citado no capítulo II deste trabalho o programa CONSAT utiliza a formulação hiperbólica para a determinação do módulo de elasticidade tangente. Por este motivo foram utilizados os mesmos parâmetros apresentados na tabela III.1, para a representação deste módulo, nos cinco materiais componentes da barragem. Para a determinação dos parâmetros da formulação exponencial do coeficiente de Poisson, proposta por Lade (1972), foram utilizados os parâmetros hiperbólicos da tabela III.1 em uma reconstituição das curvas deformação radial (ϵ_r) versus deformação axial (ϵ_a), conforme o exposto a seguir. Por definição o coeficiente de Poisson pode ser expresso na forma $\nu = -(\partial \epsilon_r / \partial \epsilon_a)$ onde ϵ_r e ϵ_a representam as deformações radial e axial, respectivamente, de um corpo de prova cilíndrico solicitado axialmente. Por outro lado a formulação hiperbólica expressa o coeficiente de Poisson tangente na forma,

$$\nu_t = \frac{G - F \cdot \log (\sigma_3 / P_a)}{(1 - d \cdot \epsilon_a)^2} \quad (\text{III.1})$$

onde,

G, F, d = parâmetros hiperbólicos

σ_3 = pressão confinante

P_a = pressão atmosférica expressa na mesma unidade que σ_3

ϵ_a = deformação axial.

Utilizando-se então a definição de ν_t e a expressão III.1, a deformação radial (ϵ_r) pode ser obtida por simples integração, resultando:

$$-\epsilon_r = [G - F \log (\frac{\sigma_3}{P_a})] \frac{\epsilon_a}{1 - d \cdot \epsilon_a} \quad (\text{III.2})$$

A partir desta expressão e para diferentes valores de (σ_3) , podem ser obtidas as curvas $-\epsilon_r$ x ϵ_a necessárias para a determinação dos parâmetros da formulação exponencial. As figuras III.5 a III.13 mos

31 ELEMENTOS

112 PONTOS NODAIS

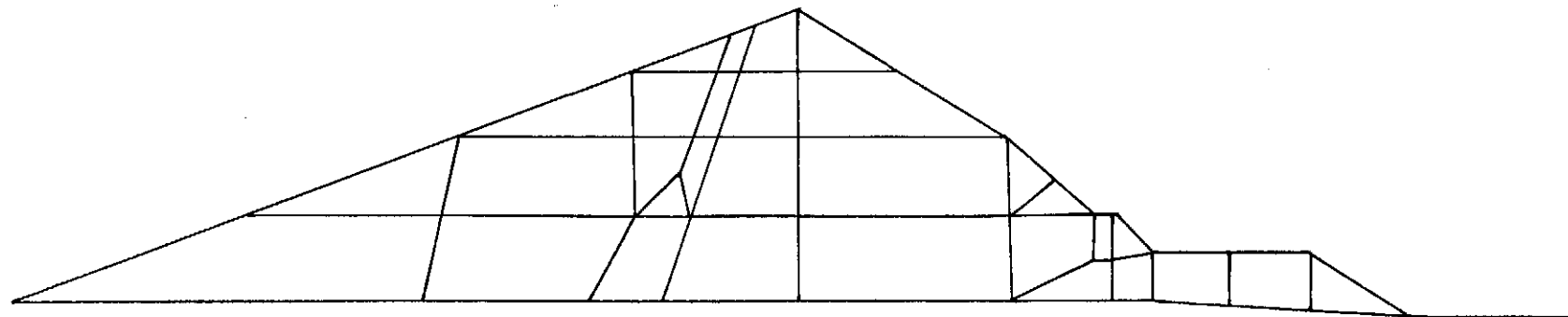


FIG. III. 3 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DA ENSECADEIRA DE OROVILLE UTILIZADA PELO PROGRAMA CONSAT

98 ELEMENTOS

319 PONTOS NODAIS

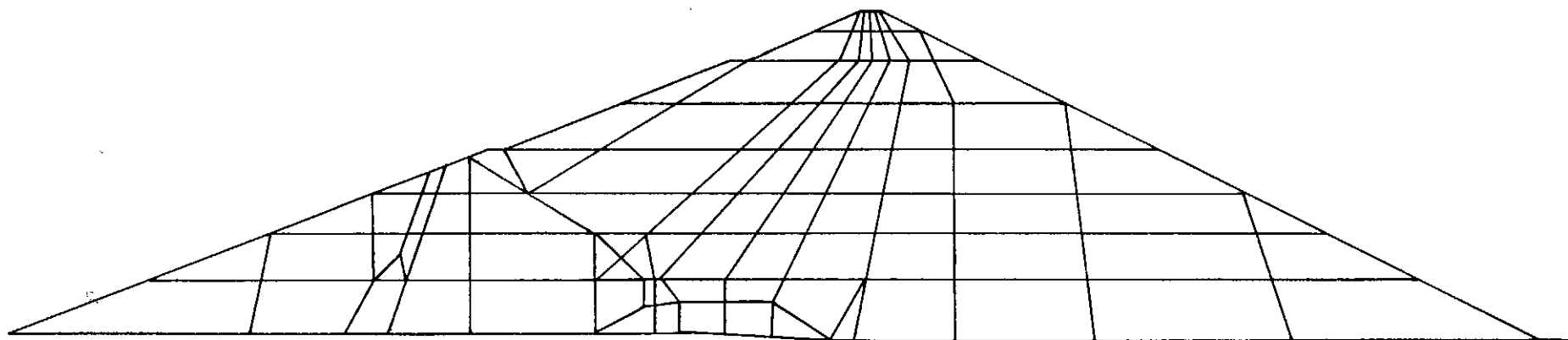


FIG. III.4 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DA MÁXIMA SEÇÃO TRANSVERSAL DE OROVILLE UTILIZADA PELO PROGRAMA CONSAT.

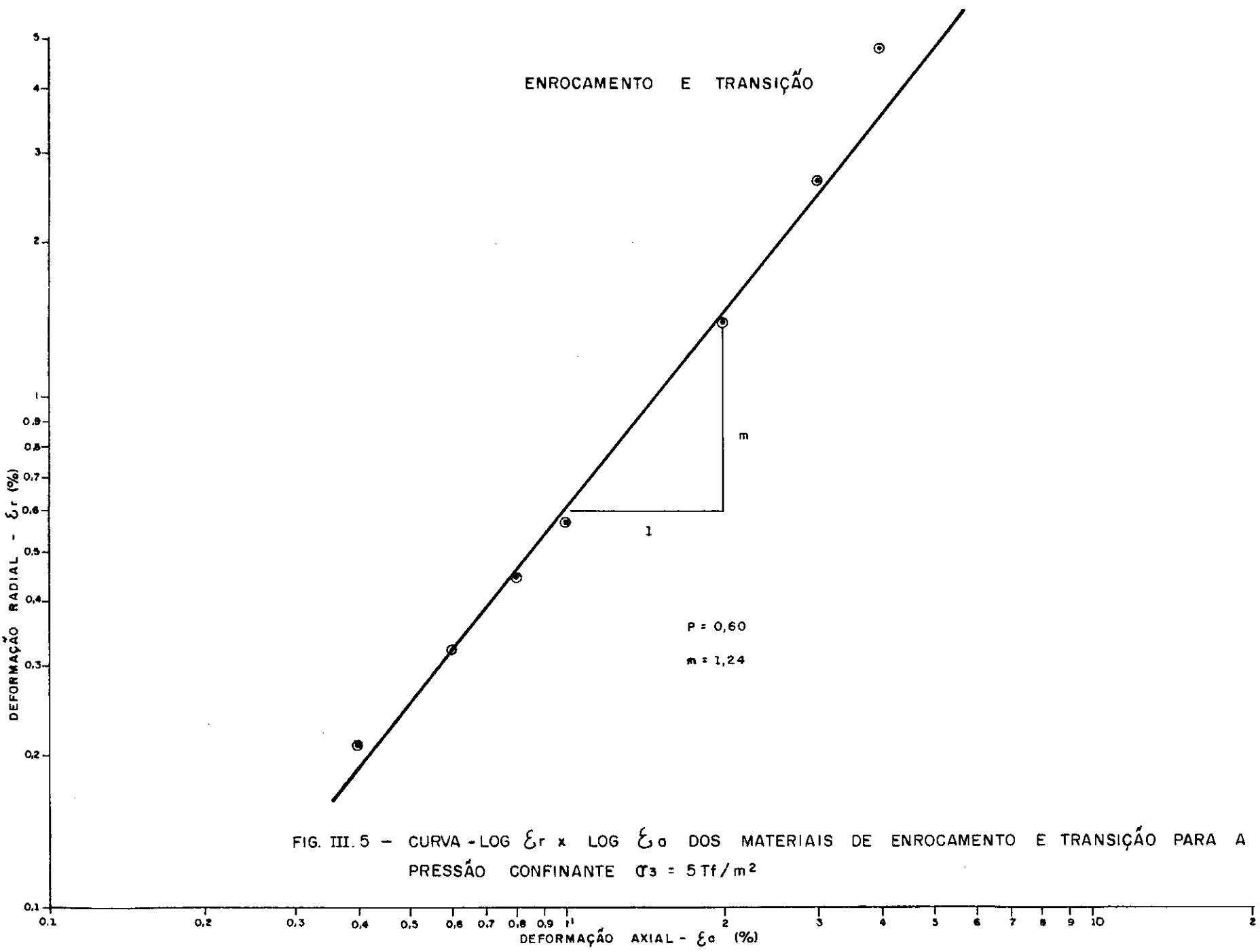


FIG. III.5 - CURVA -LOG ξ_r x LOG ξ_a DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO PARA A PRESSÃO CONFINANTE $\sigma_3 = 5 T_f / m^2$

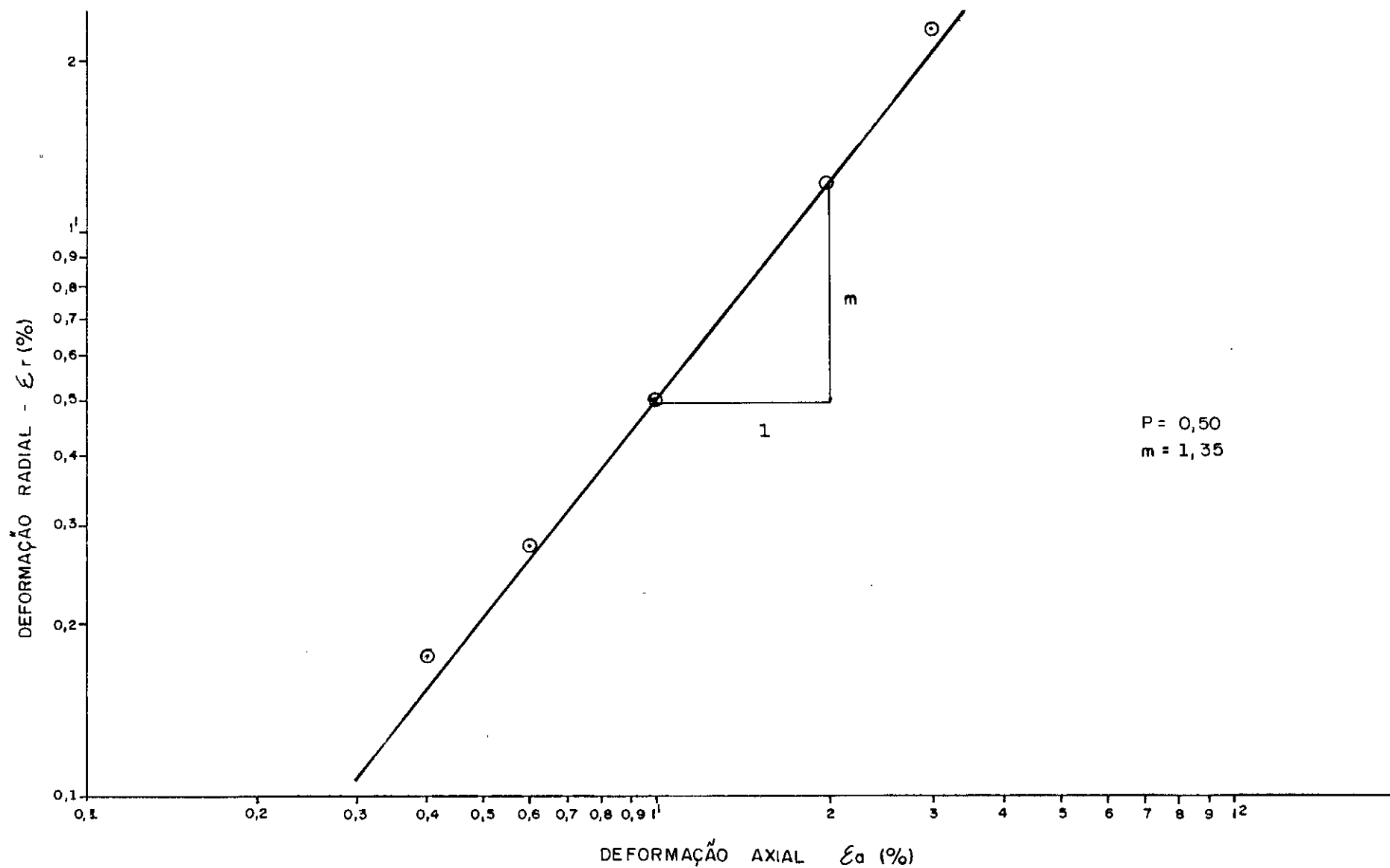


FIG. III. 6 - CURVA - LOG ϵ_r x LOG ϵ_a DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO PARA A PRESSÃO CONFINANTE $\sigma_3 = 10 \text{ tf/m}^2$.

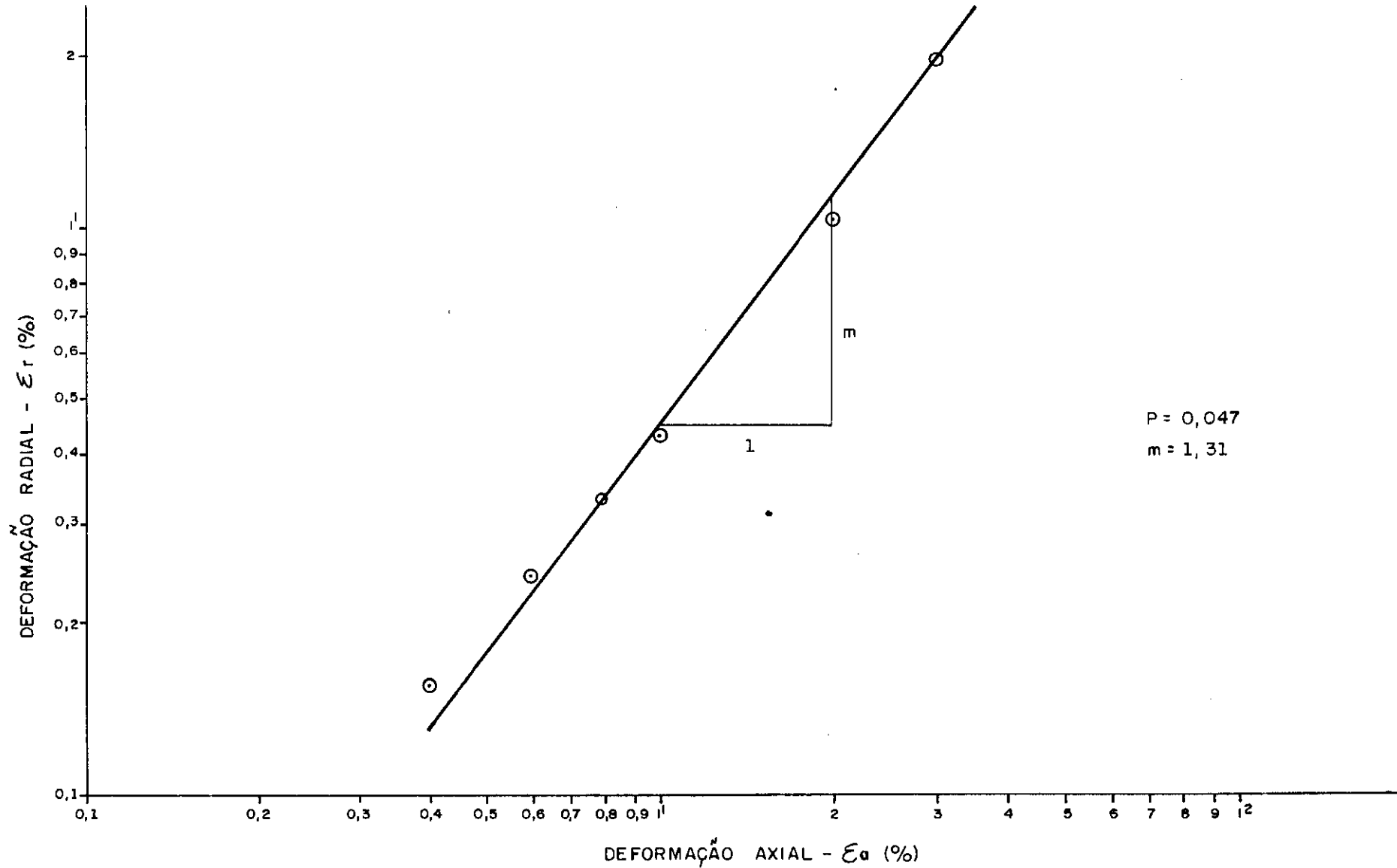


FIG. III.7 - CURVA - $\text{LOG } \epsilon_r \times \text{LOG } \epsilon_a$ DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO PARA A PRESSÃO CONFINANTE $\sigma_3 = 21,10 \text{ tf/m}^2$

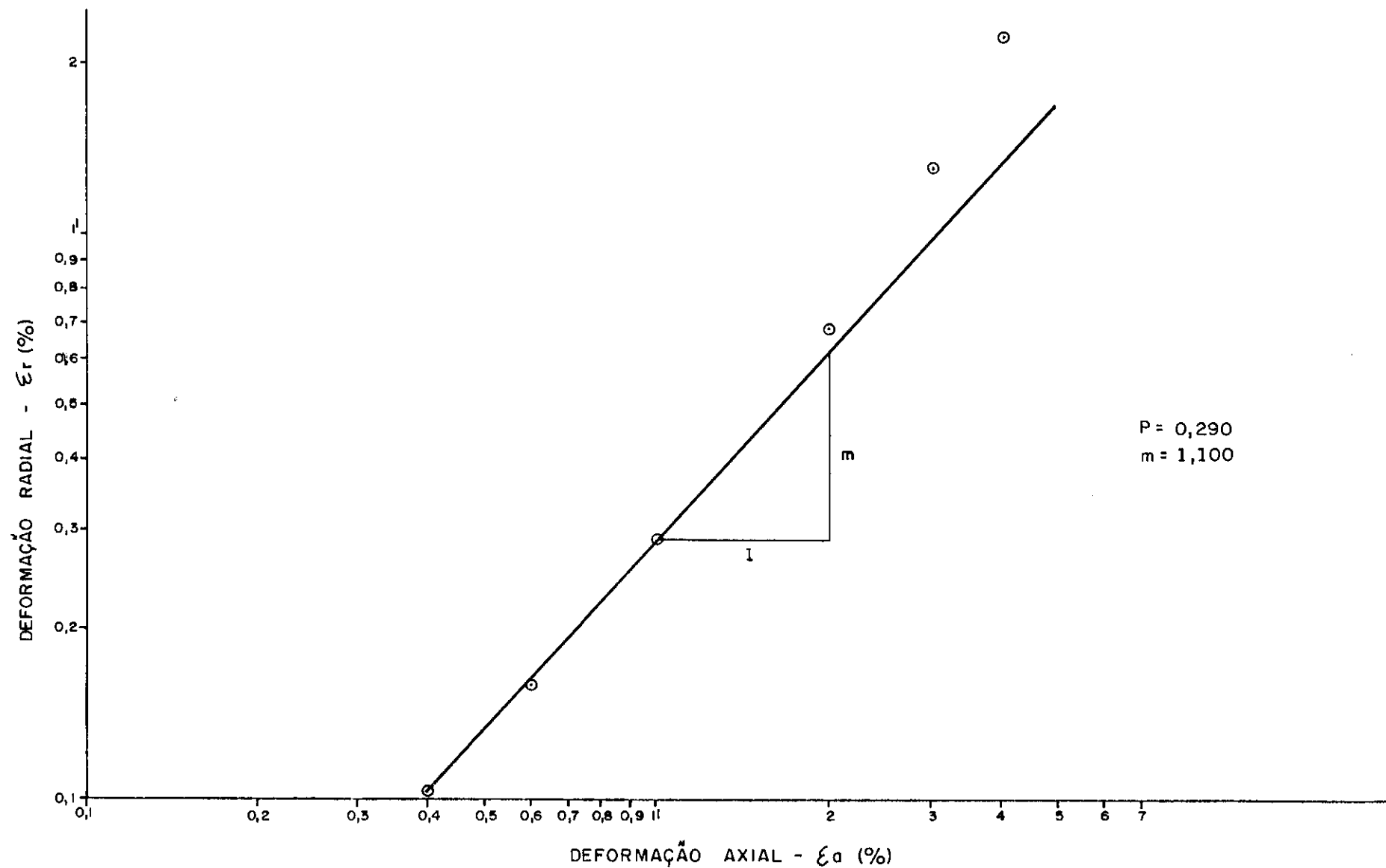


FIG.III.8 - CURVA - $\text{LOG } \epsilon_r \times \text{LOG } \epsilon_a$ DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO PARA A PRESSÃO CONFINANTE $\sigma_3 = 98,50 \text{ tf/m}^2$

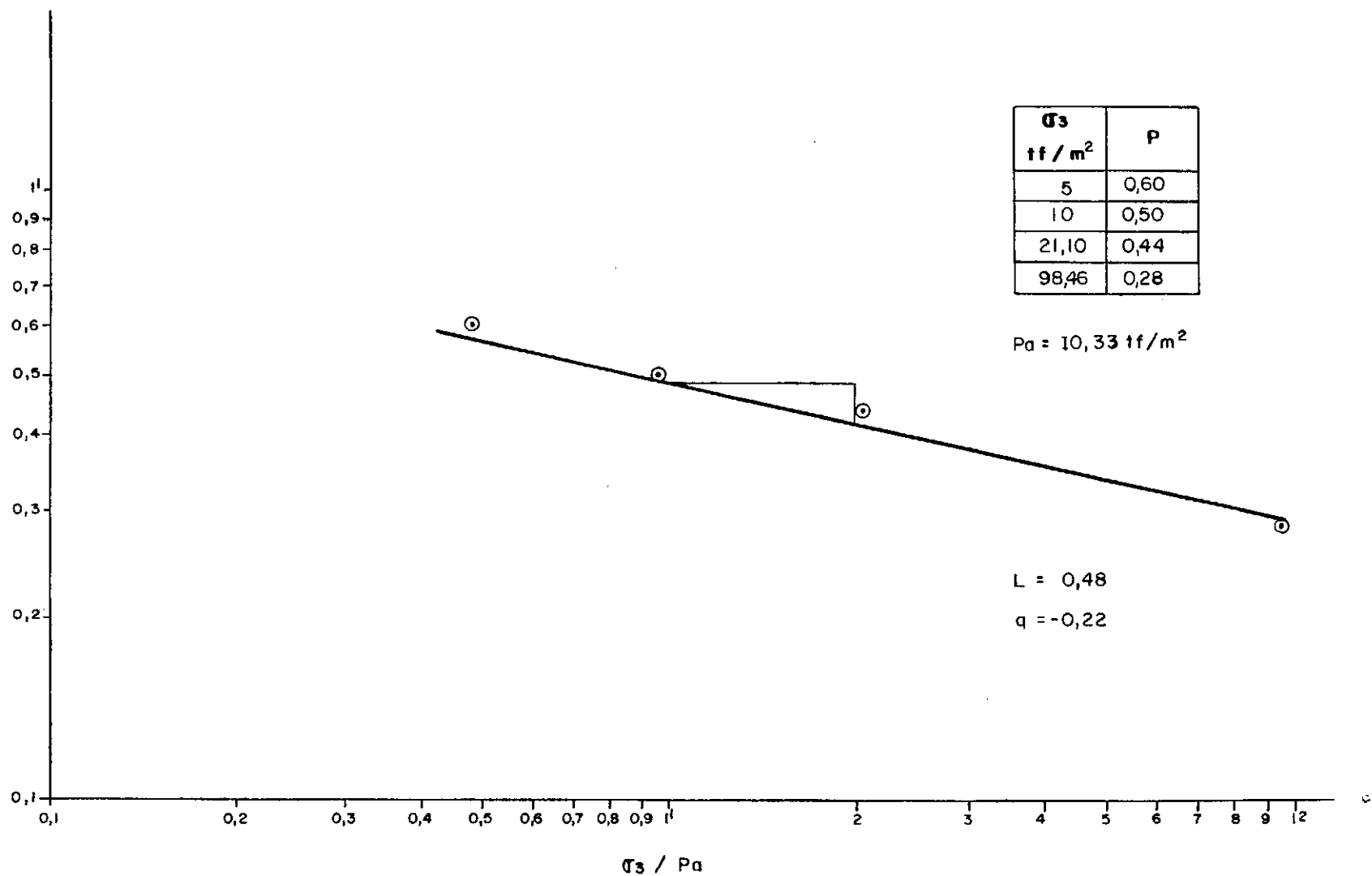


FIG. III. 9 - RETA $P \times \sigma_3 / P_a$ PARA A DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS EXPONENCIAIS L E q DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO.

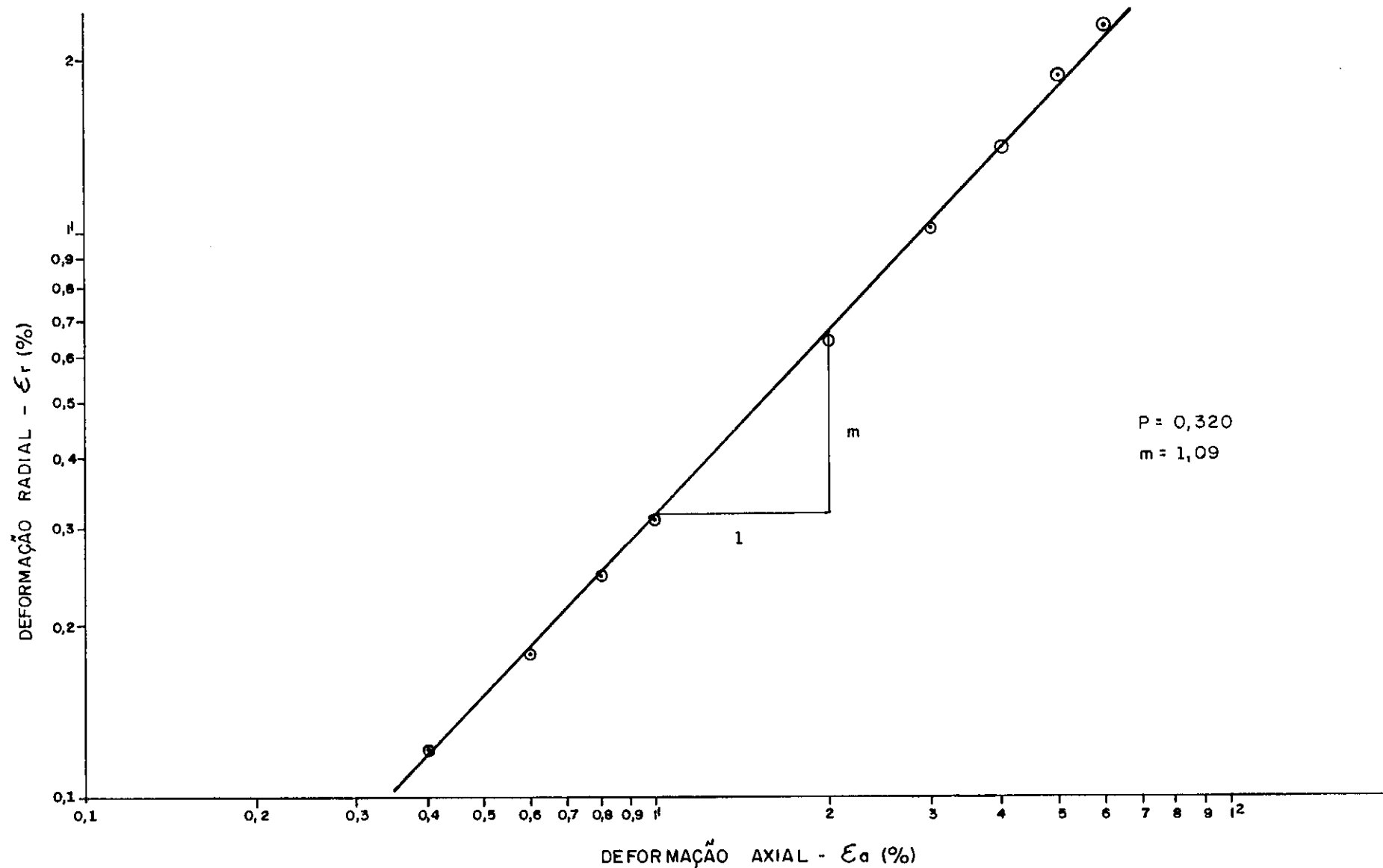


FIG. III.10 - CURVA - $\log \epsilon_r \times \log \epsilon_a$ DA ARGILA DO NÚCLEO PARA A PRESSÃO CONFINANTE $\sigma_3 = 10 \text{ tf/m}^2$

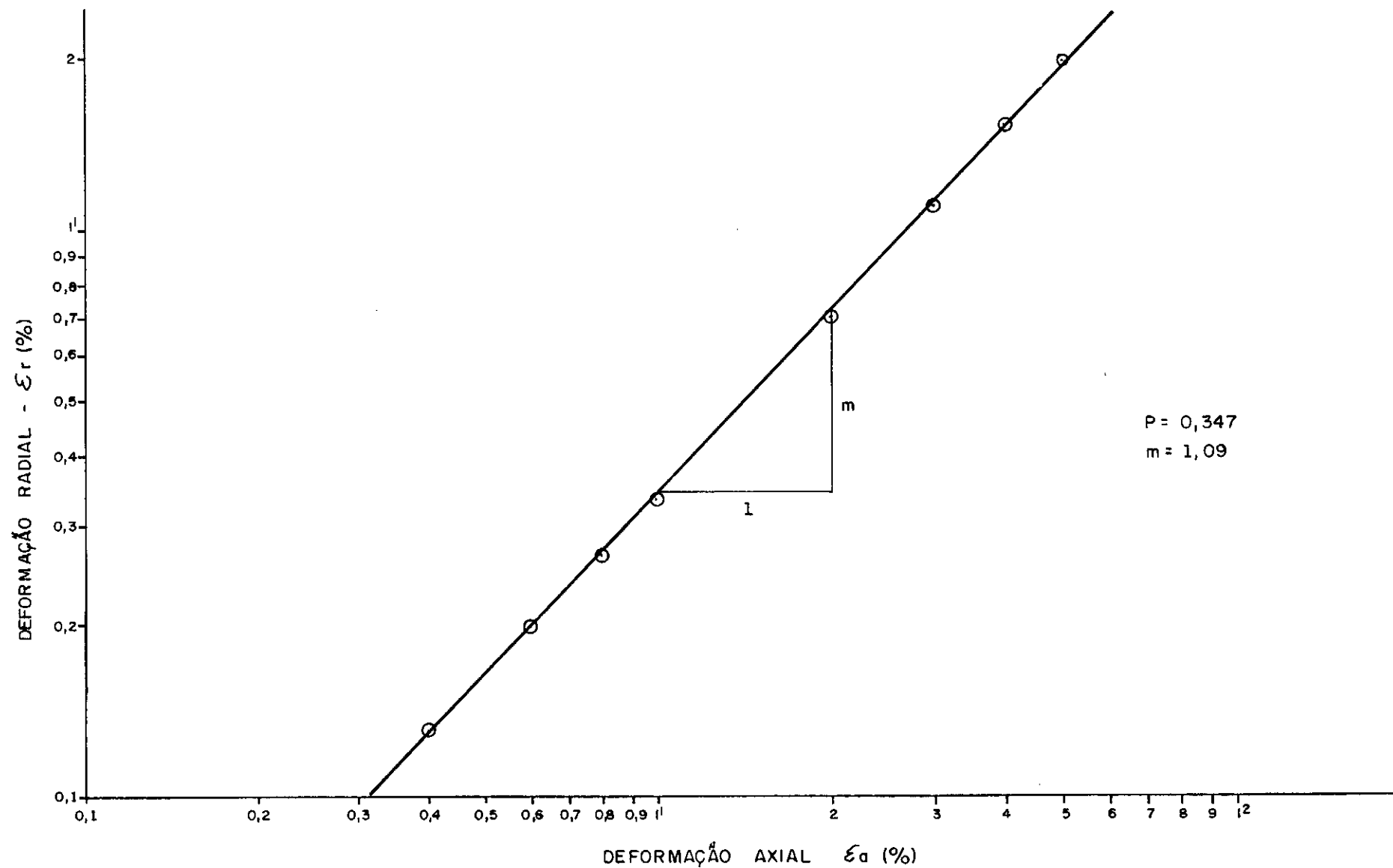


FIG. III.11 - CURVA - $\log \epsilon_r \times \log \epsilon_a$ DA ARGILA DO NÚCLEO PARA A PRESSÃO CONFINANTE $\sigma_3 = 30 \text{ tf/m}^2$

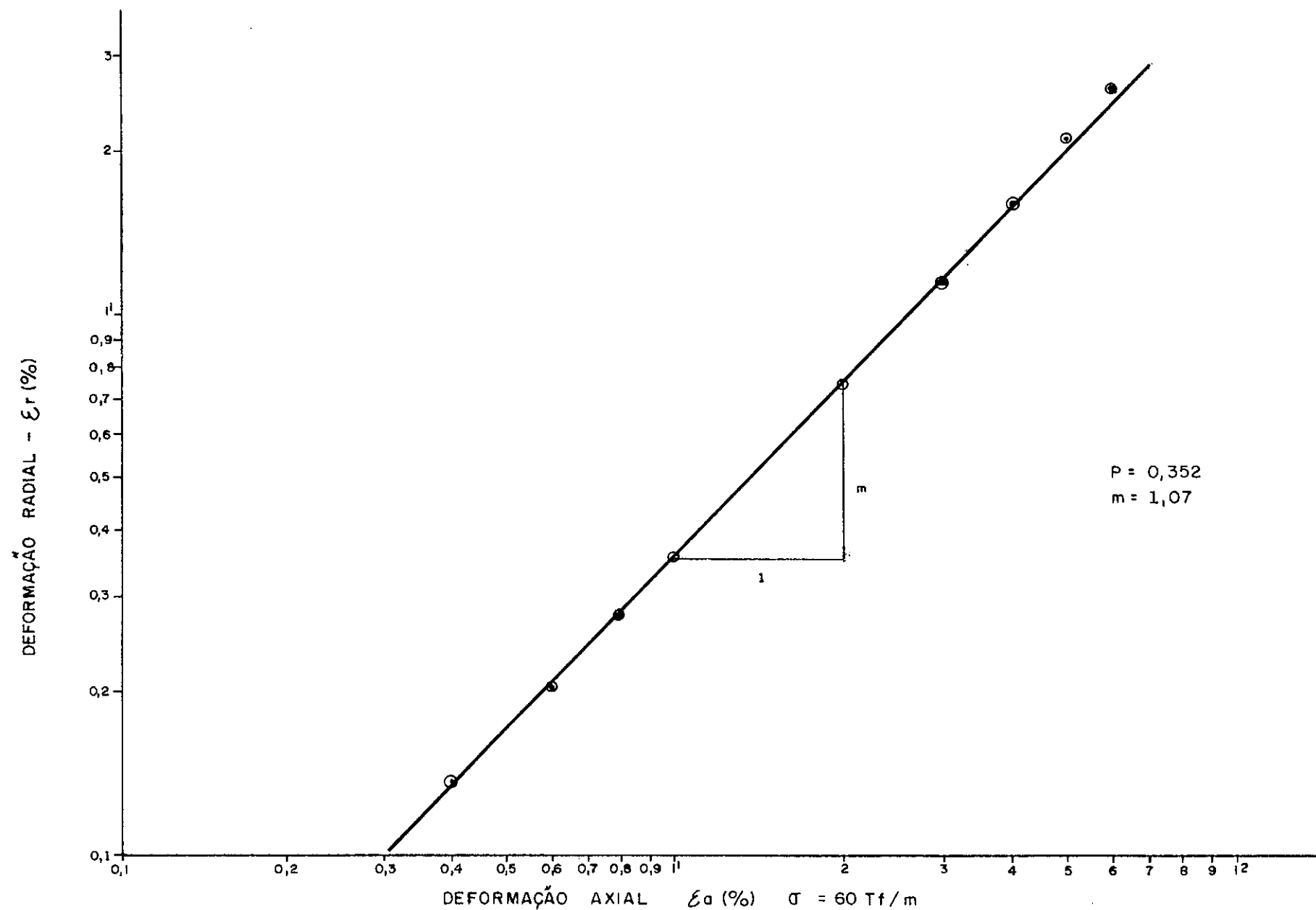


FIG. III.12 - CURVA $\text{LOG } \epsilon_r \times \text{LOG } \epsilon_a$ DA ARGILA DO NÚCLEO PARA A PRESSÃO CONFINANTE $\sigma_3 = 60 \text{ Tf/m}^2$

ARGILA DO NÚCLEO

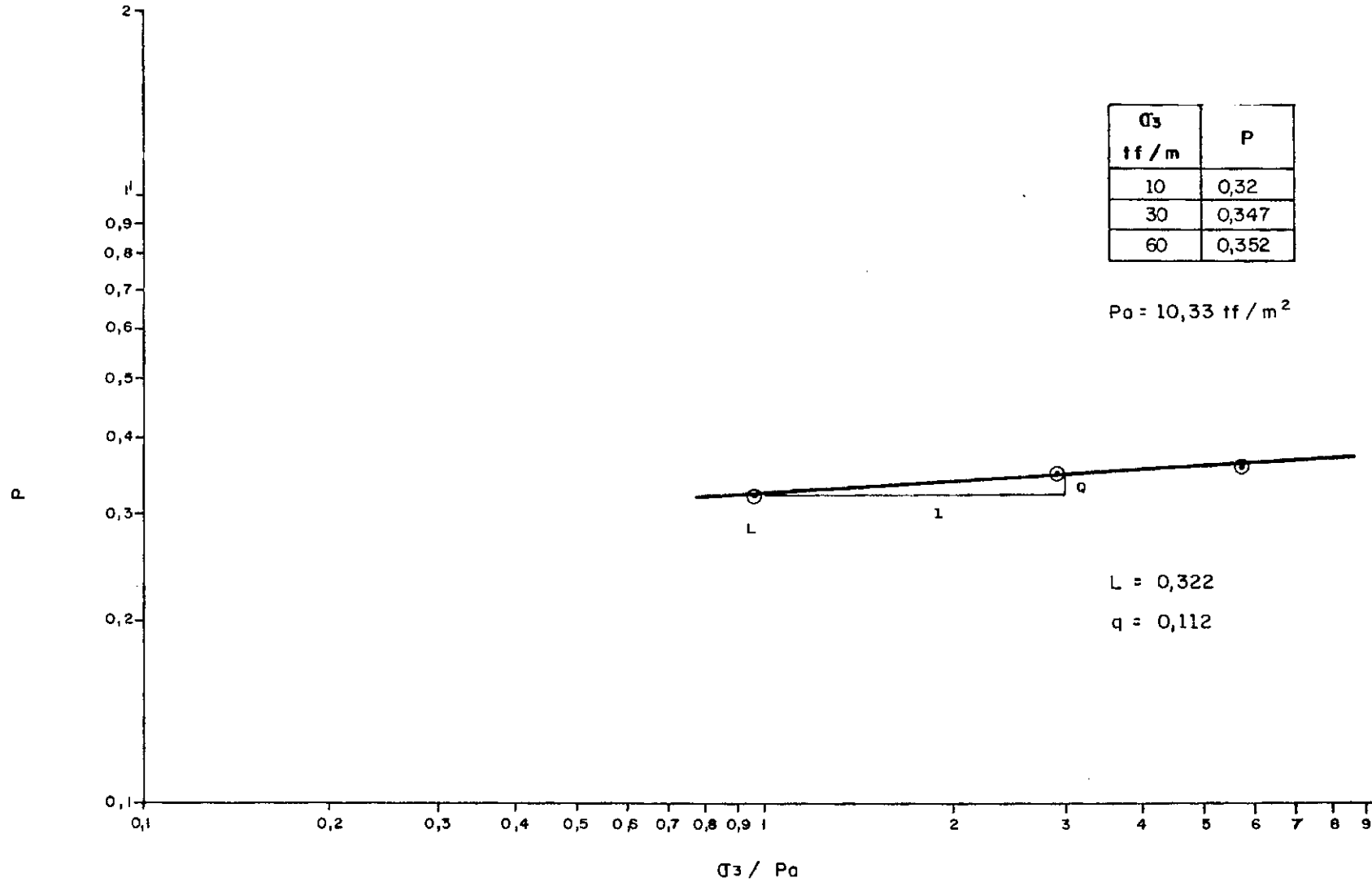


FIG. III.13 - RETA $P \times \sigma_3 / P_0$ PARA A DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS EXPONENCIAIS L E q DO MATERIAL DA ARGILA DO NÚCLEO.

tram a determinação destes parâmetros para os materiais; argila do núcleo, enrocamento e transição. Para a determinação destes parâmetros foram traçadas retas num gráfico $-\log \epsilon_r$ x $\log \epsilon_a$. Para o traçado destas retas considerou-se a observação de Mahler (1974), que cita: "Lade (1972) observou que a melhor aproximação entre uma reta e os pontos nos gráficos $-\log \epsilon_r$ x $\log \epsilon_a$ ocorria nos pontos correspondentes ao mínimo da curva de variação de volume (ponto de compressão máxima da amostra) e o de expansão máxima. Verifica-se que os desvios da reta ocorrem nas proximidades da ruptura, quando de grandes deformações. Como em barragens geralmente a situação é de pequenas deformações a formulação exponencial é satisfatória". A formulação hiperbólica também apresenta resultados satisfatórios para pequenas deformações, porém menos precisos que os da exponencial, conforme exposto em Orgler (1983), Lacerda, Dias e Peixoto (1974) e Mahler (1974). No presente trabalho, não estando disponíveis as curvas $-\epsilon_r$ x ϵ_a dos ensaios triaxiais, o traçado da reta no gráfico $-\log \epsilon_r$ x $\log \epsilon_a$ foi feito fazendo-se o ajuste aos valores correspondentes às pequenas deformações. A argila mole e o concreto, conforme pode ser visto na tabela III.1, apresentam valores de coeficientes de Poisson constantes, o que torna imediata a determinação dos parâmetros pela formulação exponencial. Na tabela III.2 está apresentado o resumo dos parâmetros obtidos conforme o exposto neste item.

III.2.3 - Comparação dos Resultados Calculados pelos Programas com os Medidos pela Instrumentação

Os resultados observados por meio da instrumentação e a descrição da própria instrumentação estão apresentados em Kulhawy e Duncan (1970).

III.2.3.1 - Deslocamentos Horizontais e Verticais

Os deslocamentos horizontais no interior do maciço foram medidos por duas linhas horizontais de instrumentos que foram instaladas na aba jusante nas cotas 164,59m e 108,20m, conforme mostrado na figura III.14.

Os deslocamentos horizontais calculados para a situação de final de construção são apresentados, para as duas linhas de dispositi-

TABELA III.2 - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS PARA O MÓDULO DE ELASTICIDADE
E EXPONENCIAIS PARA O COEFICIENTE DE POISSON UTILIZADOS
NA SIMULAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE OROVILLE

PARÂMETROS	PARÂMETROS EMPREGADOS NA ANÁLISE					
	SÍMBOLO	ENROCAMENTO	TRANSIÇÃO	ARGILA DO NÚCLEO	ARGILA MOLE(a)	CONCRETO (c)
PESO ESPECÍFICO (tf/m^3)	γ	2,40	2,40	2,40	2,00	2,59
COESÃO (tf/m^2)	c	0	0	12,87(b)	2,93	2107
ÂNGULO DE ATRITO (graus)	\emptyset	43,5	43,5	25,1	13	0
CONSTANTE K	K	3780	3350	345	150	145.600
EXPONENCIAL (n)	n	0,19	0,19	0,76	1,0	0
ÍNDICE DE RUPTURA	Rf	0,76	0,76	0,88	0,9	1,0
PARÂMETROS PARA	L	0,47	0,47	0,34	0,49	0,15
O COEFICIENTE	m	1,25	1,25	1,09	1,0	1,0
DE POISSON	q	-0,22	-0,22	0,112	0	0

(a) - Zona de argila mole na extremidade montante do bloco de concreto.

(b) - c e \emptyset para $(\sigma_1 + \sigma_3) < 488,00 \text{ tf/m}^2$; c = 99,50 tf/m^2 e $\emptyset = 4^\circ$ para $(\sigma_1 + \sigma_3) > 488,00 \text{ tf/m}^2$.

(c) - Resistência à tração do concreto $\approx 137 \text{ tf/m}^2$.

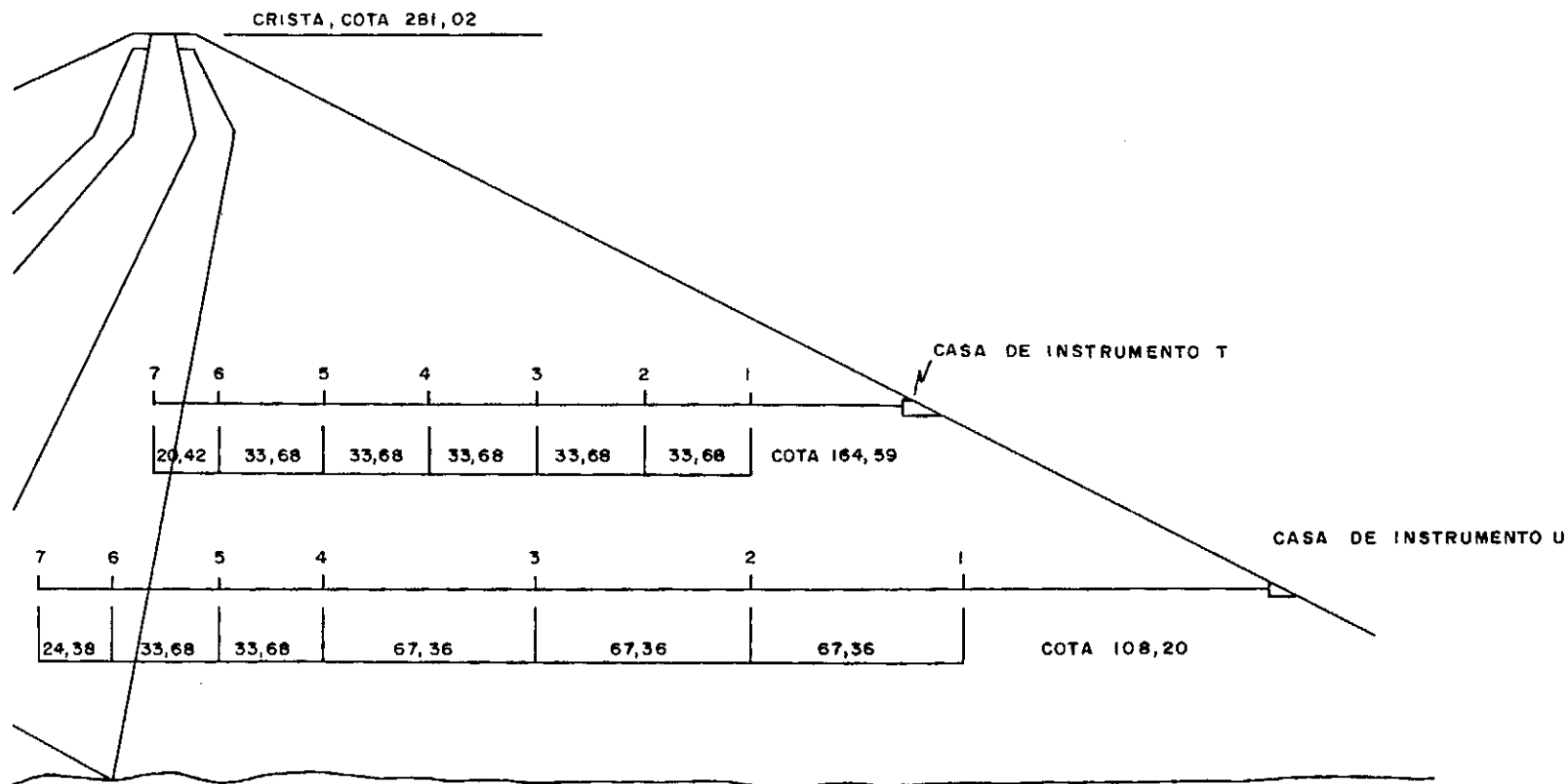


FIG. III. 14 - LOCAÇÃO DOS DISPOSITIVOS PARA MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NA BARRAGEM DE OROVILLE.

vos acima citadas, nas figuras III.15 e III.16.

Para a observação dos recalques foram instalados "medidores" no interior do maciço conforme mostrado nas partes superiores das figuras III.17 e III.18. Nestas figuras também estão apresentadas as comparações entre os valores calculados e os obtidos por meio da instrumentação.

Conforme pode ser observado nas comparações apresentadas houve um bom funcionamento dos dois programas nas duas análises executadas.

III.2.3.2 - Tensões

As tensões no interior do maciço foram medidas por meio de medidores de tensões colocados nas zonas de enrocamento e transição da aba jusante e nas zonas do núcleo e transição a montante do eixo, conforme mostrado na figura III.19. "Os medidores foram instalados em grupos de três células orientadas em diferentes direções. Cada célula foi equipada com dois sensores: 1) uma corda vibrante, transdutor de pressão de frequência modulada para medida de cargas estáticas; 2) um sistema de transdutor de pressão com pontes de "strain gauge" para medidas de cargas estáticas e dinâmicas (DWR, 1969)", Nobari e Duncan (1972).

As tabelas III.3a e b, apresentam a comparação dos valores de pressão vertical obtidos pela instrumentação com os calculados pelos programas LSBILD e CONSAT, para medidores de tensão instalados na aba jusante. Como se observa os valores medidos apresentaram-se superiores aos calculados. Kulhawy et al (1970) observam que os valores de tensões medidas no núcleo apresentaram-se superiores aos que satisfariam a condição de equilíbrio nos planos horizontais correspondentes.

III.3 - BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO

A barragem João Durval Carneiro situa-se na região nordeste do estado da Bahia no limite dos municípios de Mairi e Jacobina. Barrando o Rio Jacuípe, esta barragem está construída em um vale em forma de "U" bem aberto, com ombreiras que apresentam uma inclinação média de 10(horizontal) : 1(vertical). A obra consiste de um maciço

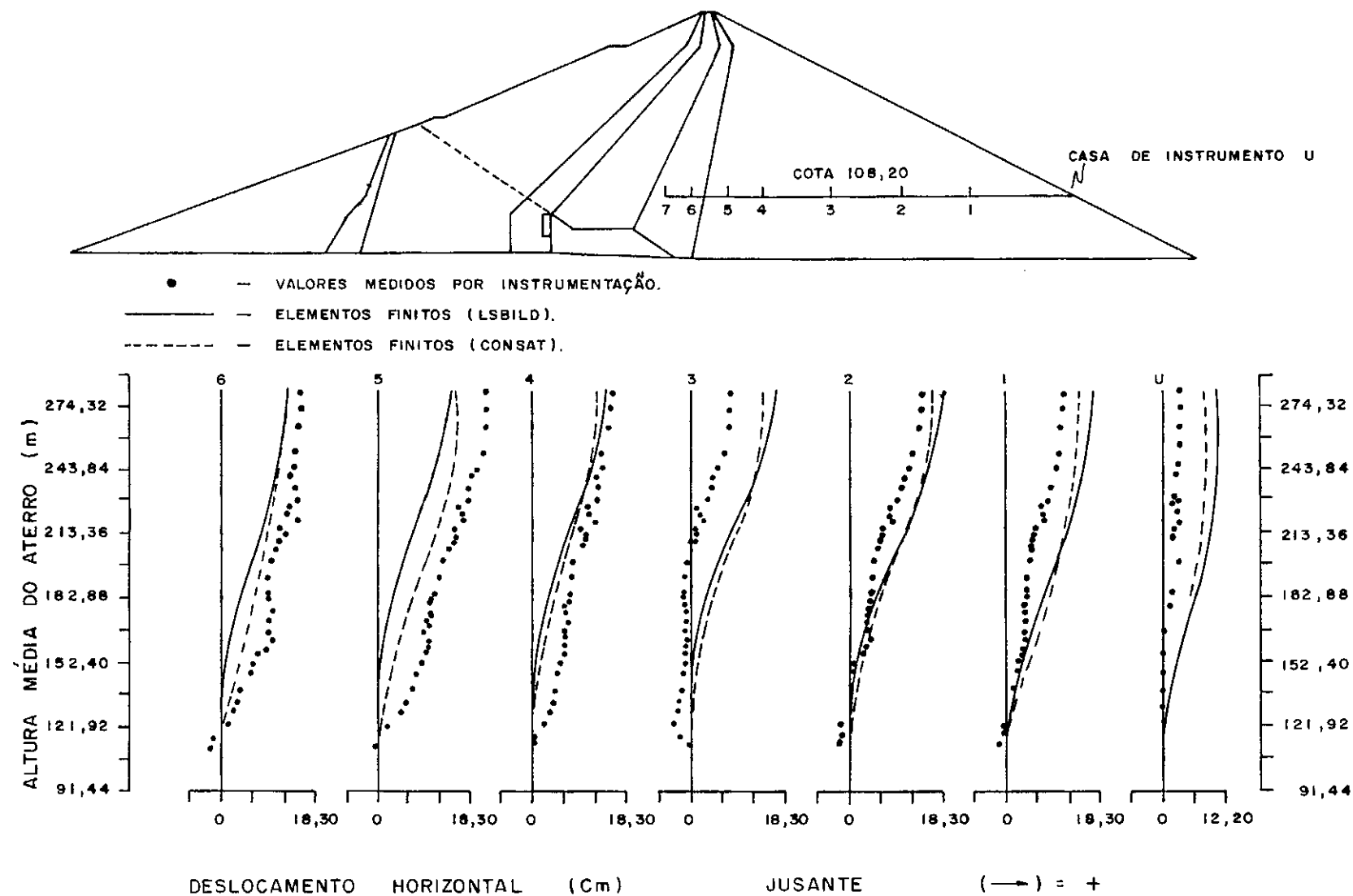
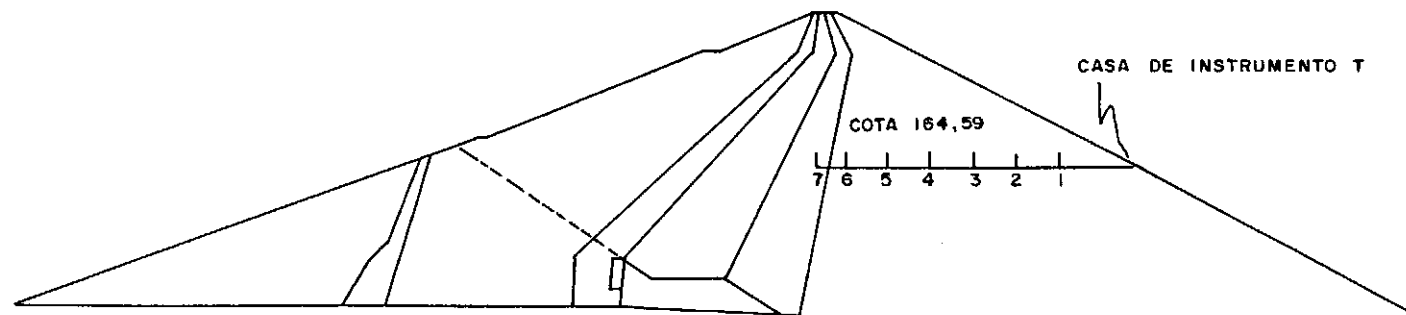


FIG. III - 15 — DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NA COTA 108,20m NA BARRAGEM DE OROVILLE.



- VALORES MEDIDOS POR INSTRUMENTAÇÃO
- SOLUÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS (LSBILD)
- - - SOLUÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS (CONSAT)

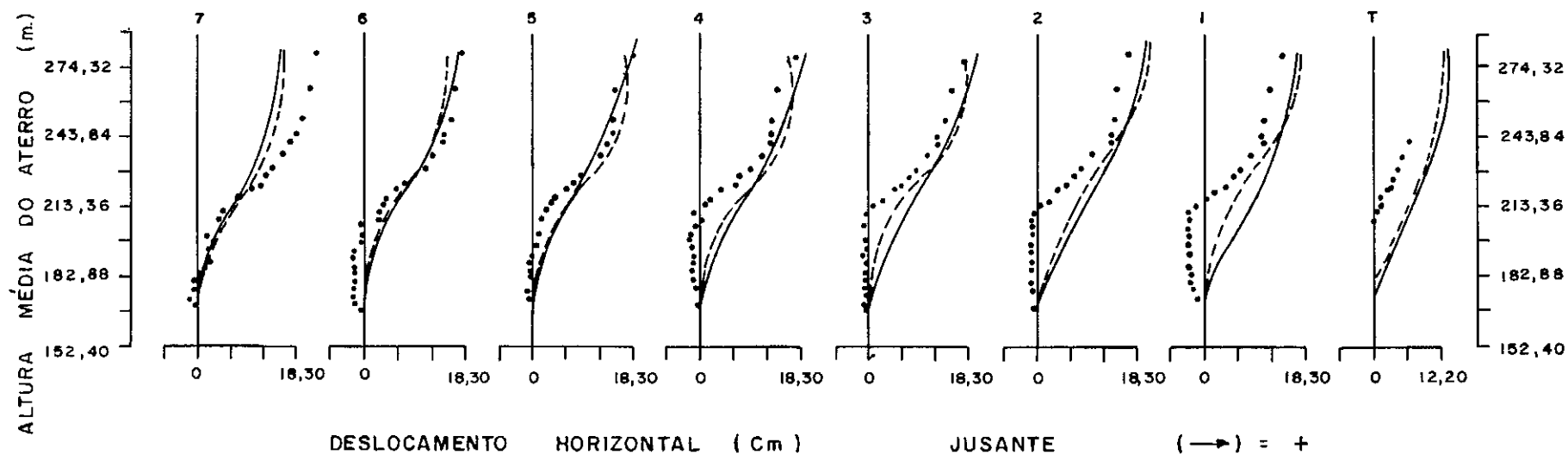


FIG. III.16 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NA COTA 164,59 NA BARRAGEM DE OROVILLE

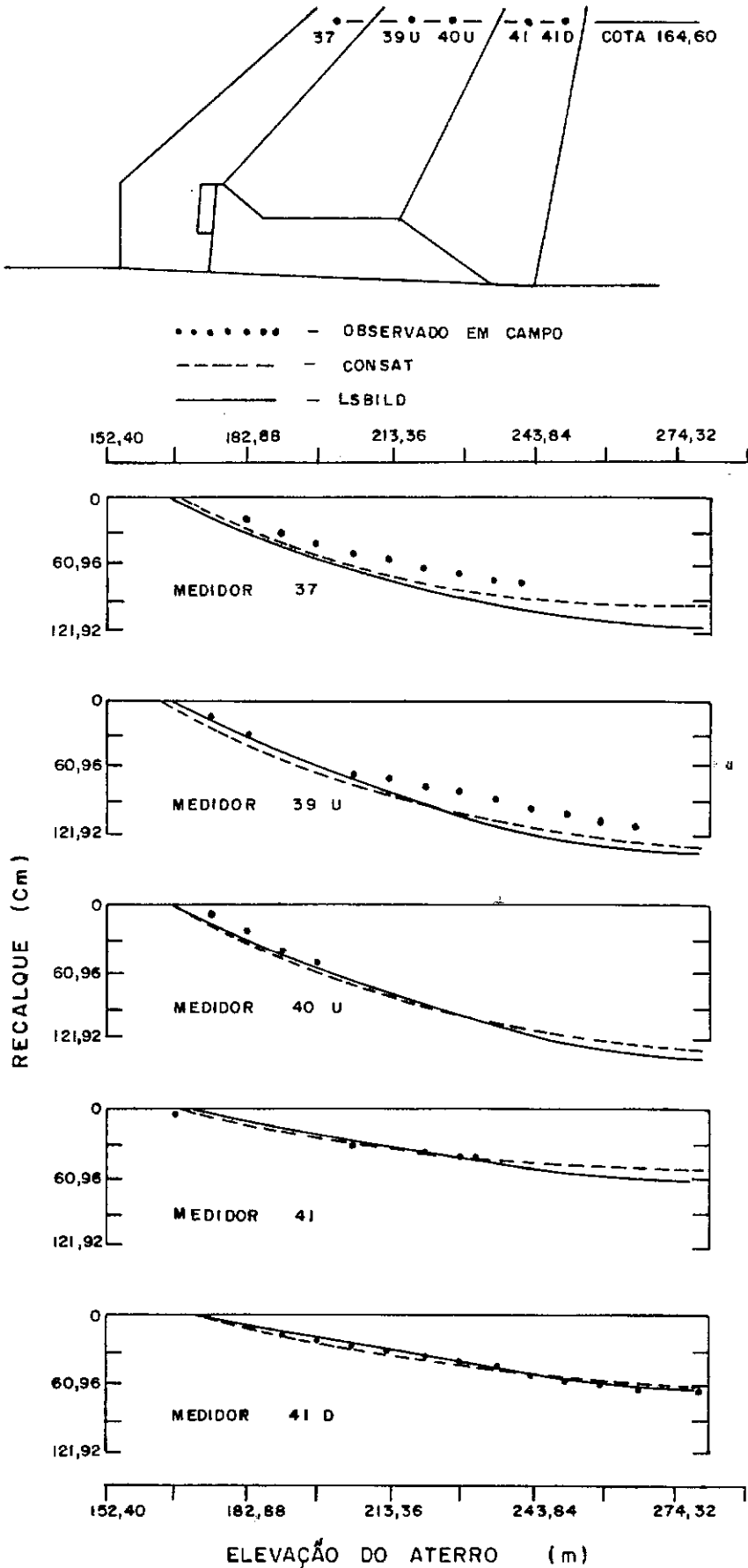


FIG.III - 17 - RECALQUES NA COTA 164,60m. NA BARRAGEM DE OROVILLE

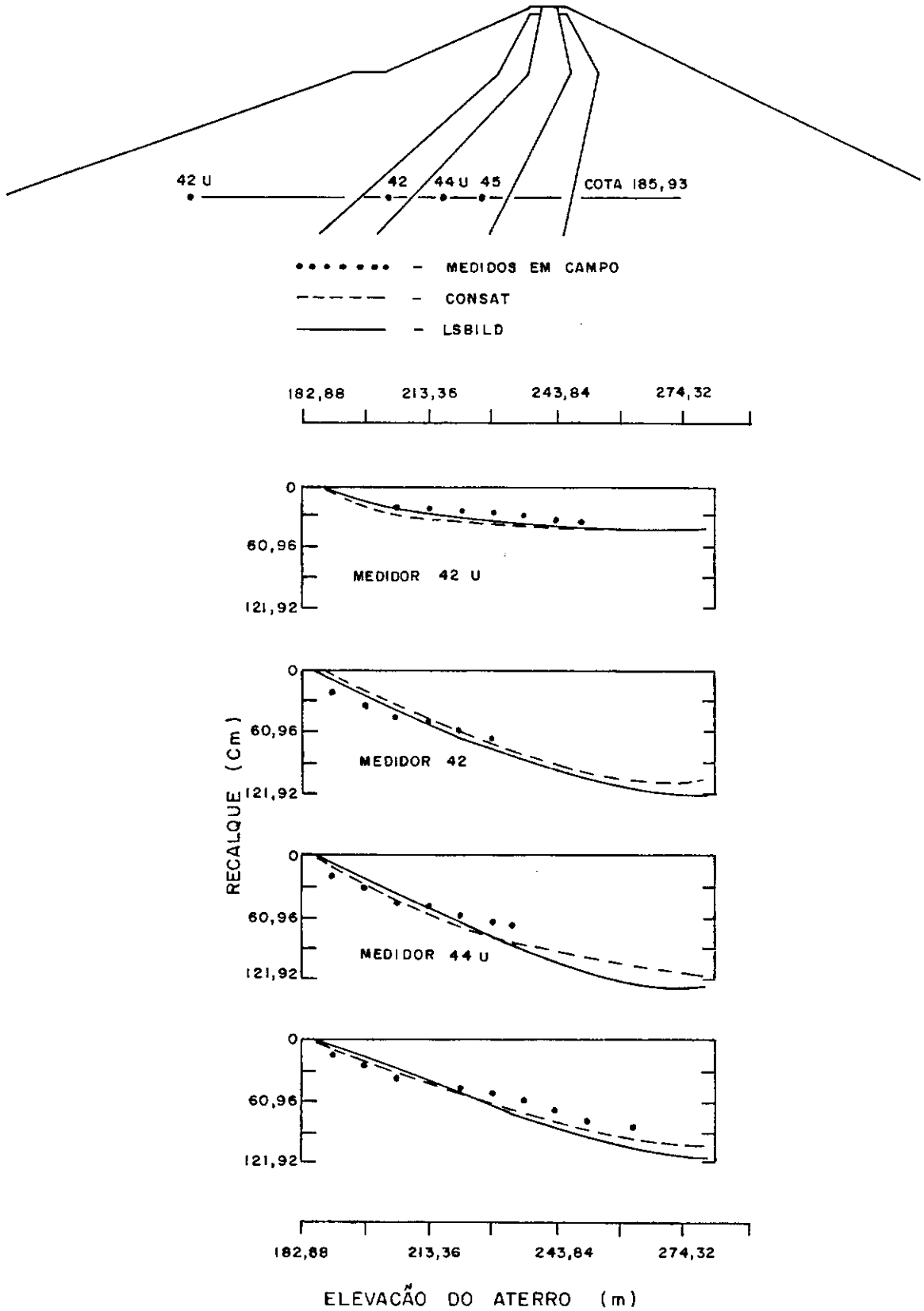


FIG. III - 18 - RECALQUES NA COTA 185,93m. NA BARRAGEM DE OROVILLE

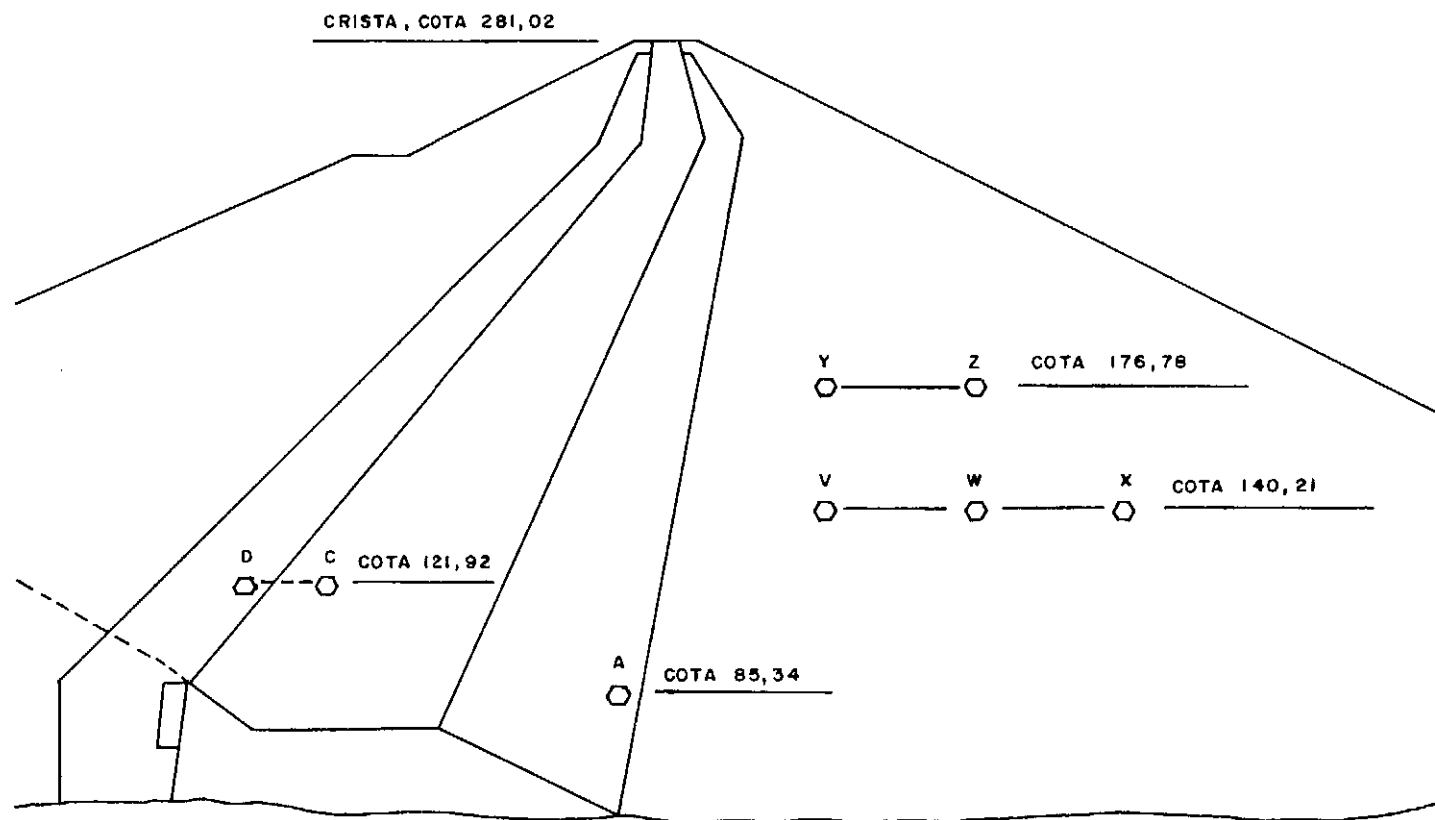


FIG. III. 19 - LOCAÇÃO DE MEDIDORES DE PRESSÃO TOTAL NA BARRAGEM DE OROVILLE
(APUD KULHAWY ETAL, 1970).

TABELA III.3 a) - TENSÕES PRINCIPAIS CALCULADAS PELO M.E.F.
E MEDIDAS NOS MEDIDORES DE TENSÕES A e D

MEDIDAS DE TENSÃO	VALORES MEDIDOS			VALORES CALCULADOS P/LSBILD			VALORES CALCULADOS P/CONSAT		
	$\frac{\sigma_1}{\gamma h}$	$\frac{\sigma_3}{\gamma h}$	ÂNGULO*	$\frac{\sigma_1}{\gamma h}$	$\frac{\sigma_3}{\gamma h}$	ÂNGULO*	$\frac{\sigma_1}{\gamma h}$	$\frac{\sigma_3}{\gamma h}$	ÂNGULO*
A	0,46	0,16	13º	0,91	0,36	-6º	1,08	0,46	-8º
D	1,05	0,09	45º	1,18	0,68	30º	1,20	0,67	33º

* Sentido positivo da vertical para a direção de σ_1 .

TABELA III.3 b) - TENSÕES VERTICAIS MEDIDAS E CALCULADAS NOS
MEDIDORES DE TENSÕES V, W, X, Y e Z

GRUPOS DE MEDIDORES DE TENSÕES	VALORES MEDIDOS DE $\frac{\sigma_y}{\gamma h}$	VALORES CALCULADOS DE $\frac{\sigma_y}{\gamma h}$	VALORES CALCULADOS DE $\frac{\sigma_y}{\gamma h}$
		LSBILD	CONSAT
V	1,11	0,93	0,98
W	1,39	1,00	1,07
X	1,29	1,01	1,08
Y	1,34	0,95	1,03
Z	1,20	1,03	1,10

com seção do tipo mista, formada por um núcleo argiloso de vedação, ligeiramente inclinado para montante, e espaldares de montante em enrocamento de gnaiss e de jusante em "tout-venant" e enrocamento também provenientes de rocha gnaissica. Como principais características desta barragem tem-se:

- a) Proprietário: CERB - Companhia de Engenharia Rural da Bahia.
- b) Finalidade: abastecimento humano, animal e irrigação dos municípios de Jacuípe, Jacobina, Valente, Malhador e Pintadas.
- c) Altura máxima: em torno de 40 metros.
- d) Comprimento da crista: 1.550 metros, sendo um trecho reto de 980 metros e outro de 570 metros.
- e) Largura do coroamento: variável de 8 a 12 metros.

A construção desta barragem, atendendo a requisitos técnicos e construtivos foi realizado em três etapas principais, conforme mostrado no perfil apresentado na figura III.20. As etapas I e II foram construídas em primeiro lugar e praticamente simultâneas, sendo a etapa III construída após o término das duas primeiras.

A figura III.21 mostra as seções transversais instrumentadas durante a construção do maciço, mostrando também os instrumentos instalados. Os dados referentes à barragem João Durval Carneiro e aqui apresentados foram extraídos dos relatórios números 2 e 3 de 1985 apresentados pelo CEPED - Centro de Pesquisas e Desenvolvimento à CERB.

III.3.1 - Simulação da Construção da Barragem

A análise por elementos finitos foi executada utilizando-se o programa CONSAT já descrito no capítulo II deste trabalho.

Os deslocamentos longitudinais medidos nos inclinômetros instalados mostraram-se em geral pequenos, sendo os maiores da ordem de 15cm e obtidos na metade inferior da seção da estaca 21,00. Na seção da estaca 15,00 ocorreram problemas, durante a construção, nos instrumentos instalados, o que tornou os resultados obtidos pouco confiáveis. Na seção da estaca 27,00 + 10,00m o deslocamento longitudinal máximo medido foi da ordem de 8cm e ocorrido no terço supe

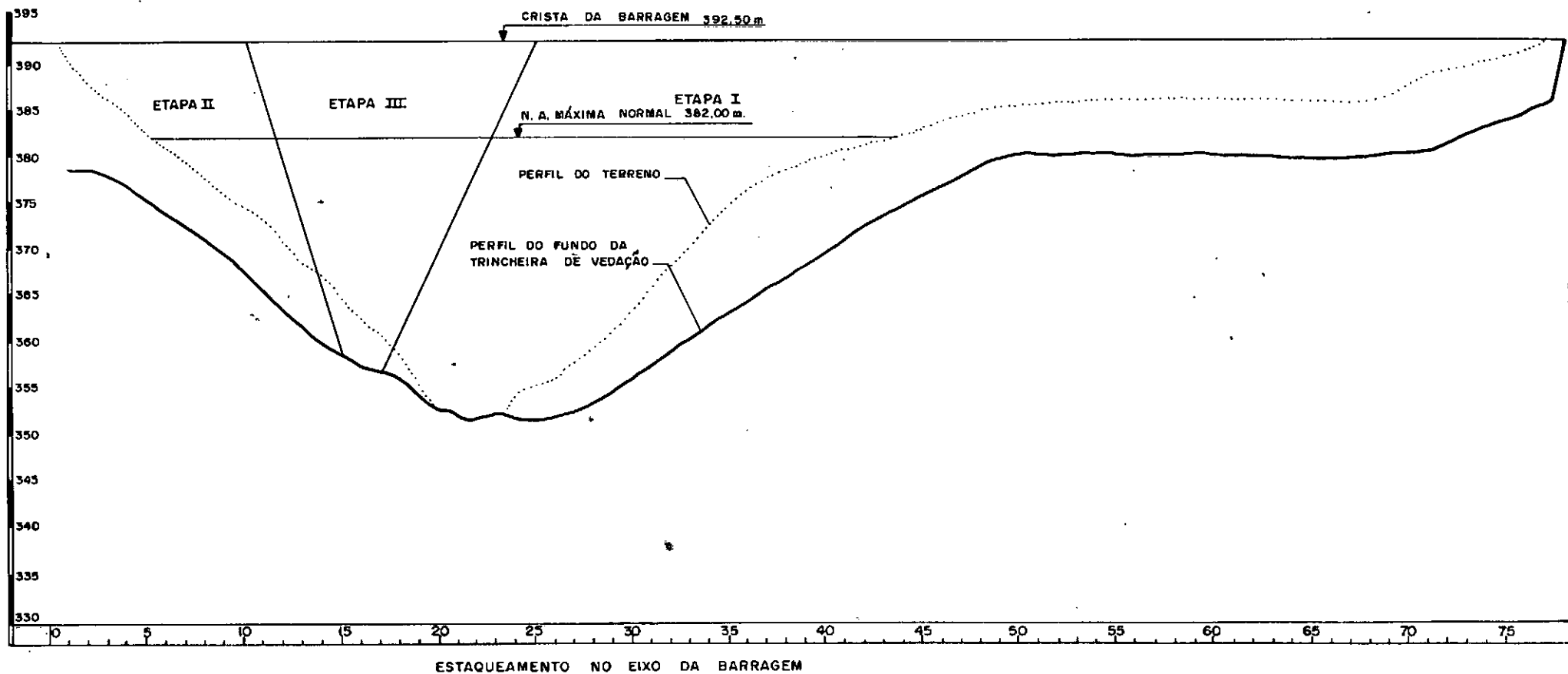
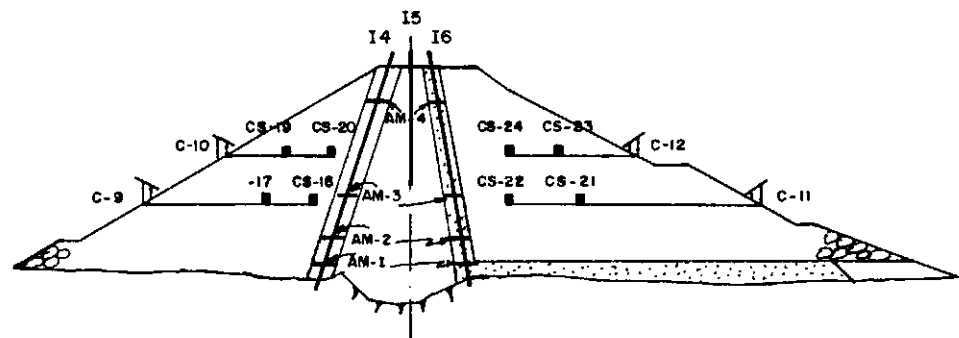
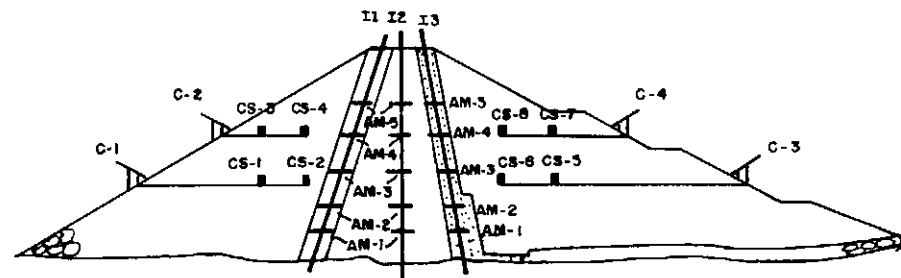


FIG. III.20 - ETAPAS DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO.

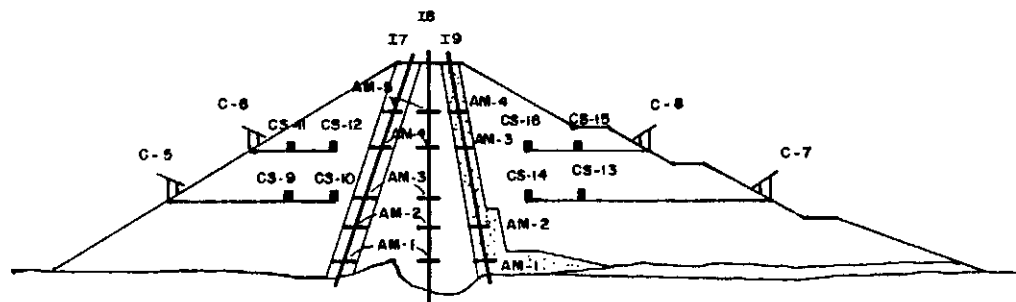
SEÇÃO DA ESTACA 15+00



SEÇÃO DA ESTACA 21+10



SEÇÃO DA ESTACA 27+10



LEGENDA

CS- CAIXA SUECA PARA MEDIÇÃO DE RECALQUES.

I - INCLINÔMETRO PARA MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.

AM- ANEIS MAGNÉTICOS PARA MEDIÇÃO DE RECALQUES.

C - CABINE DE LEITURA DOS INSTRUMENTOS.

FIG. III, 21 - SEÇÕES INSTRUMENTADAS DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO.

rior da sua altura, a qual é em torno de 36 metros. Devido a este deslocamento relativamente pequeno escolheu-se esta última seção para a análise bidimensional no estado de deformação plana, por considerar-se que os resultados medidos permitem, com uma boa validade, este tipo de análise. Nesta escolha considerou-se também que a barragem apresenta uma relação entre comprimento e altura relativamente grande, além do fato que a fundação é homogênea e de superfície aproximadamente plana em toda a região central do maciço. A figura III.22 apresenta a seção da estaca 27 + 10,00m.

III.3.1.1 - Discretização das Estruturas

Foram consideradas nesta análise apenas quatro materiais como constituintes do aterro da barragem: enrocamento, transição única, areia do filtro e argila arenosa com pedregulhos do núcleo.

A malha de elementos finitos utilizada para a representação da seção transversal escolhida está apresentada na figura III.23. Conforme pode ser verificado nesta figura foram consideradas cinco etapas na simulação da construção, tendo a malha quarenta e sete elementos e cento e setenta pontos nodais.

III.3.1.2 - Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais

Durante as fases de projeto e construção da barragem João Durval Carneiro não efetuou-se um programa de ensaios de laboratório, nos materiais constituintes do maciço, com a finalidade específica de determinação de suas características de resistência ao cisalhamento e comportamento tensão-deformação. Estas características foram avaliadas com base em ensaios de caracterização e compactação em laboratório, ensaios de compactação "in situ" e ensaios de qualidade nos materiais granulares e pétreos. A partir dos resultados destes ensaios, e baseados em bibliografias específicas, os parâmetros de projeto foram adotados. A tabela III.4 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de laboratório e de campo realizados antes e durante a construção da barragem.

A análise por elementos finitos foi feita considerando-se os materiais com comportamento elástico-não linear. Para o material do nú

LEGENDA

EA - ENROCAMENTO DE GNAISSE ALTERADO.

SC - ARGILA ARENOSA DO NÚCLEO.

SC-GC - ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHOS.

BR - BRITA GROSSA.

R - RIP-RAP DE ENROCAMENTO DE GNAISSE.

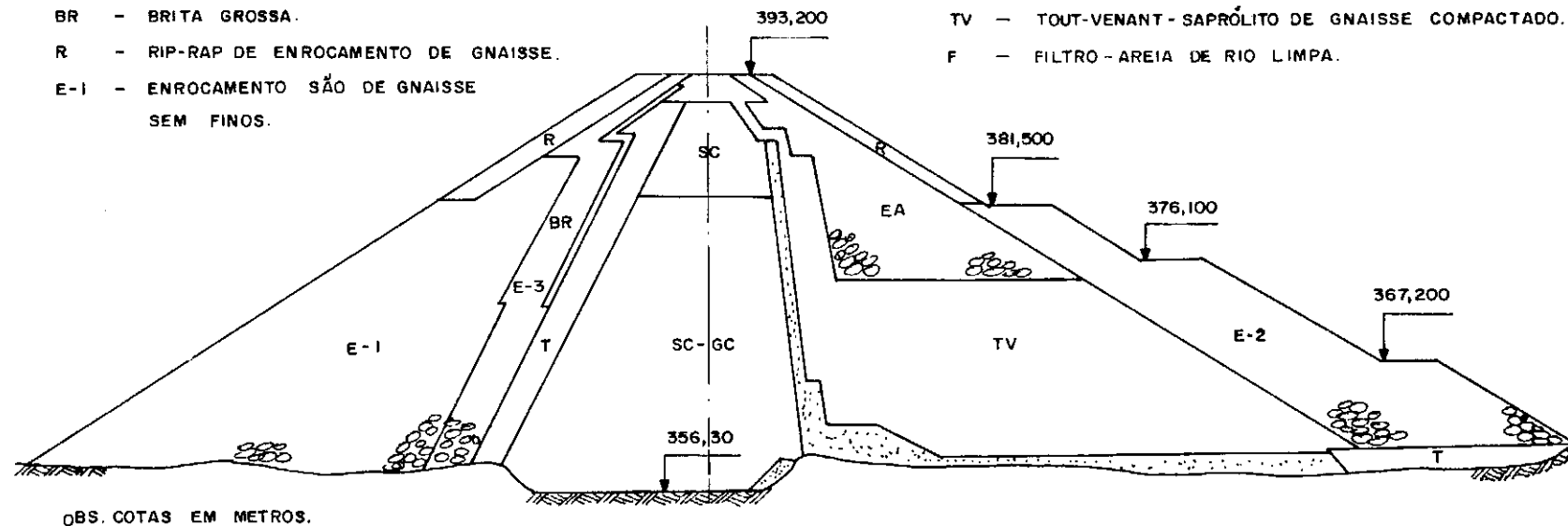
E-1 - ENROCAMENTO SÃO DE GNAISSE SEM FINOS.

E2,E3- ENROCAMENTO SÃO DE GNAISSE COM PEQUENA PORCENTAGEM DE FINOS.

T - TRANSIÇÃO ÚNICA - SAPRÓLITO DE GNAISSE COMPACTADO.

TV - TOUT-VENANT - SAPRÓLITO DE GNAISSE COMPACTADO.

F - FILTRO - AREIA DE RIO LIMPA.



OBS. COTAS EM METROS.

FIG. III. 22 - SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO.

TABELA III.4 - RESUMO DOS PARÂMETROS DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA BARRAGEM A PARTIR DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO

MATERIAL	LIMITES DE ATTEBERG		GRANULOMETRIA (mm)			γ_t (tf/m ³)	G.C. (%)	C.R. (%)	W _{ot} (%)	W de compact. (%)	ORIGEM DO MATERIAL
	LL(%)	LP(%)	D ₆₀	D ₃₀	D ₁₀						
ARGILA ARENOSA C/PEDREGULHO	38	20	3	0,01	0,001	2,02	98	-	12,5	12,5	SC - solo aluvionar compact. na W _{ot}
ARGILA ARENOSA	39	20	0,13	0,001	-	2,03	98	-	13,0	14	SC - solo aluvionar compact. W > W _{ot}
AREIA DO FILTRO	-	-	0,8	0,4	0,15	1,73	-	60	-	-	Areia lavada do rio
TRANSIÇÃO ÚNICA	-	-	9,0	1,5	0,2	2,03	-	76	-	-	Gnaisse alterado compactado
TOUT - VENANT	-	-	8,0	1,2	0,15	2,05	-	78	-	-	Gnaisse alterado compactado
ENROCAMENTO	-	-	250	70	50	2,20	-	-	-	-	Rocha sã de gnaisse

LEGENDA

E - ENROCAMENTO

T - TRANSIÇÃO

SC-GC-ARGILA ARNOSA COM PEDREGULHOS

F - FILTRO

- 5 ETAPAS

- 47 ELEMENTOS

- 170 PONTOS NODAIS

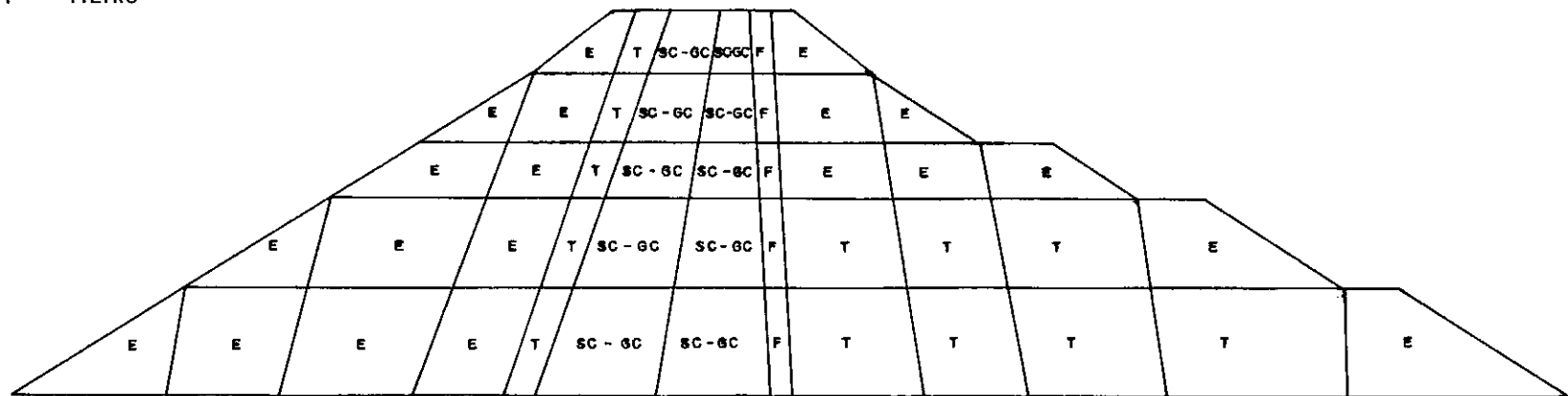


FIG. III. 23 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA NA SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA 27+10,00

cleo argiloso considerou-se, devido ao curto período de construção um comportamento não-drenado, enquanto que para os materiais de enrocamento, transição e filtro considerou-se um comportamento perfeitamente drenante.

Para a obtenção dos parâmetros hiperbólicos da formulação do módulo de elasticidade tangente e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais de enrocamento e transição utilizou-se como base os dados obtidos em ensaios triaxiais CD (adensado-drenado) executados em enrocamento de gnaiss granítico e apresentados por Casagrande (1965)* e Marsal (1965)*. Para a areia do filtro utilizou-se como base os parâmetros hiperbólicos obtidos a partir de ensaios triaxiais CD (adensado-drenado) executados em areia de rio e apresentados por Hirschfeld e Poulos (1963)*. A adoção dos parâmetros hiperbólicos do módulo de elasticidade tangente para o material argiloso do núcleo baseou-se em ensaios triaxiais UU (não adensado-não drenado) executados no material utilizado no núcleo da barragem Chatfield e apresentado pelo Corps of Engineers, Omaha Dist. (1968)*.

Para a determinação dos parâmetros exponenciais da formulação do coeficiente de Poisson tangente utilizou-se, para todos os materiais componentes do maciço, as curvas deformação radial - deformação axial reconstituídas a partir dos dados hiperbólicos correspondentes, conforme o procedimento descrito no ítem III.2.2.2. Os parâmetros hiperbólicos utilizados como base para a reconstituição das curvas deformação radial-deformação axial para os materiais com comportamento drenado foram os correspondentes aos parâmetros dos módulos de elasticidade citados no parágrafo anterior. Para o material argiloso, por não terem sido fornecidos os parâmetros hiperbólicos, utilizou-se como base os parâmetros hiperbólicos obtidos em ensaios triaxiais UU, executados na argila arenosa de Pittsburg e apresentados por Kulhawy et alii (1969)**, a escolha destes parâmetros levou em consideração os limites de consistência, a umidade e massa específica obtidas na compactação, além do próprio processo de compactação utilizado na barragem João Durval Carneiro.

Para a obtenção de todos estes parâmetros citados, e que foram uti

* Citados em Kulhawy et al (1969) e Wong e Duncan (1974).

** Citado em Wong e Duncan (1974).

lizados na análise ora apresentada, levou-se em consideração para os materiais com comportamento drenado suas características de: grnulometria, densidade relativa, tipo de mineral do material e a forma de seus grãos ou blocos, sendo realizados ajustes com base nas observações apresentadas por Wong e Duncan (1974) e citadas a seguir:

- a) O valor do ângulo de atrito aumenta em torno de 1° para cada acréscimo de 6% na densidade relativa.
- b) O valor do parâmetro hiperbólico K aumenta aproximadamente em proporção com a densidade relativa.
- c) Os valores dos parâmetros hiperbólicos G, F e d aumentam aproximadamente em proporção com a densidade relativa.
- d) Os valores dos parâmetros hiperbólicos n e Rf não são muito afetados por variações na densidade relativa.
- e) Solos mal graduados geralmente apresentam maiores valores de K, G e F do que solos bem graduados.
- f) Partículas arredondadas são mais resistentes ao quebramento durante o cisalhamento que as partículas angulares, e como um resultado os solos com partículas arredondadas geralmente tem maiores valores de K, n, G, F e d que os solos com partículas angulares.

Para o material do núcleo argiloso, com comportamento não drenado, levou-se em consideração suas características de: estrutura do solo, densidade e umidade, lembrando que a estrutura do solo é determinada pelo processo de compactação, a massa específica aparente obtida e a umidade do solo em relação à ótima. Os parâmetros hiperbólicos para o coeficiente de Poisson, ajustados para os materiais da barragem, são apresentados na tabela III.5.a, e na tabela III.5.b é apresentado o resumo de todos os parâmetros elásticos utilizados na análise.

III.3.2 - Apresentação dos Resultados

Calculados e Medidos

Conforme mostrado na figura III.21, a instrumentação instalada na seção da estaca 27 + 10,00 consiste de inclinômetros, caixas suecas e anéis magnéticos acoplados nos inclinômetros, o que permite

TABELA III.5 a) - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS DO COEFICIENTE DE POISSON AJUSTADOS
PARA OS MATERIAIS DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO

	SÍMBOLO	ENROCAMENTO	TRANSIÇÃO	AREIA DO FILTRO	ARGILA ARENOSA C/PEDREGULHOS
PARÂMETROS HIPERBÓLICOS DO COEFICIENTE DE POISSON	G	0,42	0,40	0,38	0,33
	F	0,04	0,09	0,12	0,05
	d	3,66	3,80	3,06	2,0

TABELA III.5 b) - RESUMO DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS UTILIZADOS NA SIMULAÇÃO
DA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO

PARÂMETRO	SÍMBOLO	ENROCAMENTO	TRANSIÇÃO	AREIA DO FILTRO	ARGILA ARENOSA C/PEDREGULHOS
MÓDULO CONSTANTE	K	180	210	190	250
EXPONENCIAL	n	0,70	0,61	0,70	0,20
ÍNDICE DE RUPTURA	Rf	0,65	0,64	0,57	0,97
PARÂMETROS DO	L	0,41	0,42	0,39	0,36
COEFICIENTE	m	1,05	1,04	1,03	1,03
DE POISSON	q	-0,146	-0,24	-0,24	-0,143
COESÃO	c (tf/m ²)	0	0	0	14
ÂNGULO DE ATRITO	Ø	38	38	40	0
PESO ESPECÍFICO TOTAL	γ_t (tf/m ³)	2,10	2,00	1,70	2,00

a obtenção de deslocamentos horizontais e verticais em pontos no interior do maciço. Há também piezômetros pneumáticos que permitem a determinação da pressão intersticial em pontos localizados do maciço.

III.3.2.1 - Deslocamentos Verticais

A figura III.24 apresenta a comparação dos recalques medidos e calculados. Pode ser observado que a previsão de recalques foi satisfatória qualitativamente, sendo a diferença máxima obtida na reação do núcleo e da ordem de 30%, sendo maiores os valores medidos pela instrumentação. A figura III.25 apresenta os recalques obtidos ao longo de quatro planos horizontais. Estes recalques mostram a ocorrência de arqueamento entre os materiais, com os materiais de transição e filtro de areia apresentando-se como os mais rígidos e o material argiloso do núcleo como o de menor rigidez. Tomando-se como base as comparações entre os resultados calculados e os medidos, pode-se concluir que ocorreu uma insatisfatória adoção dos parâmetros elásticos, podendo as diferenças obtidas serem atribuídas tanto a maiores valores de módulo de elasticidade como a maiores de valores de coeficientes de Poisson adotados. Na análise não-linear, onde a variação destes parâmetros é função das tensões no interior do maciço, uma avaliação destes parâmetros adotados torna-se mais complexa. Evidencia-se a necessidade de parâmetros realmente proveniente dos materiais da barragem em análise, a fim de que sejam minimizados estes erros de adoção.

III.3.2.2 - Deslocamentos Horizontais

A figura III.26 apresenta a comparação dos resultados calculados pelo método dos elementos finitos com os medidos pela instrumentação. Os valores em termos gerais apresentaram-se pequenos, sendo a diferença máxima obtida na parte inferior do núcleo e da ordem de 20%, com os menores sendo os calculados. Estes resultados parecem evidenciar os maiores valores de coeficiente de Poisson adotados que os reais, notadamente na metade superior da barragem, zona de menores tensões.

III.3.2.3 - Tensões

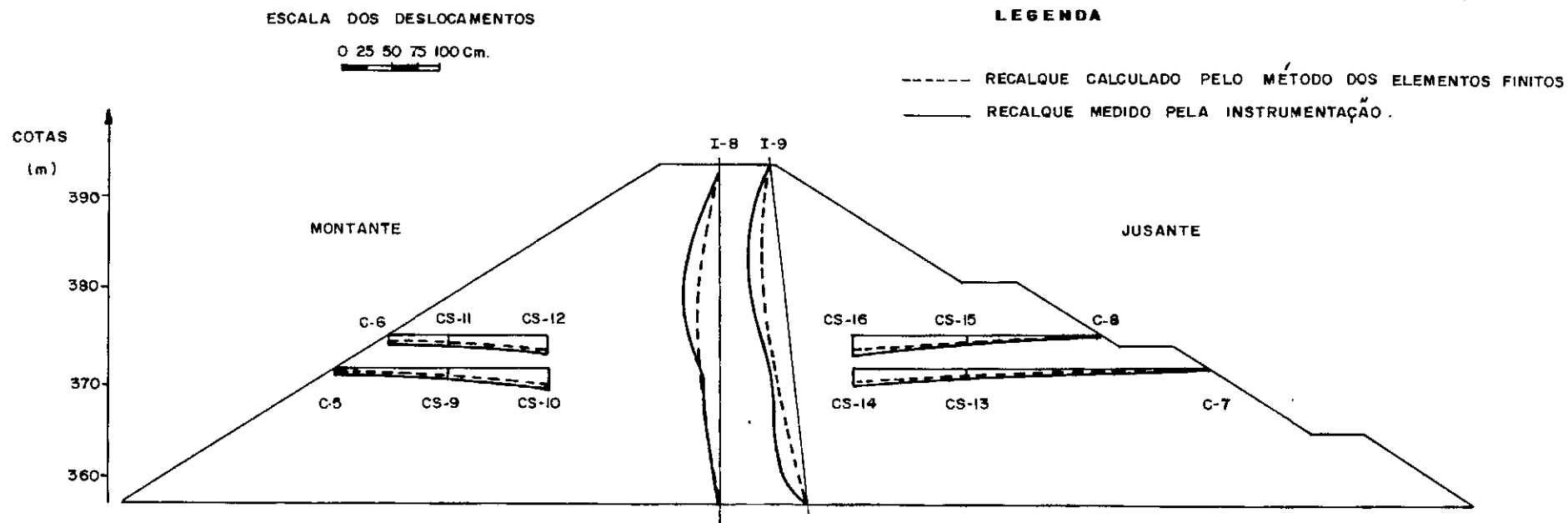


FIG. III.24 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS MEDIDOS E CALCULADOS NA SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA 27 + 10,00 AO FINAL DA CONSTRUÇÃO

ESCALA DOS DESLOCAMENTOS

0 25 50 75 100 cm

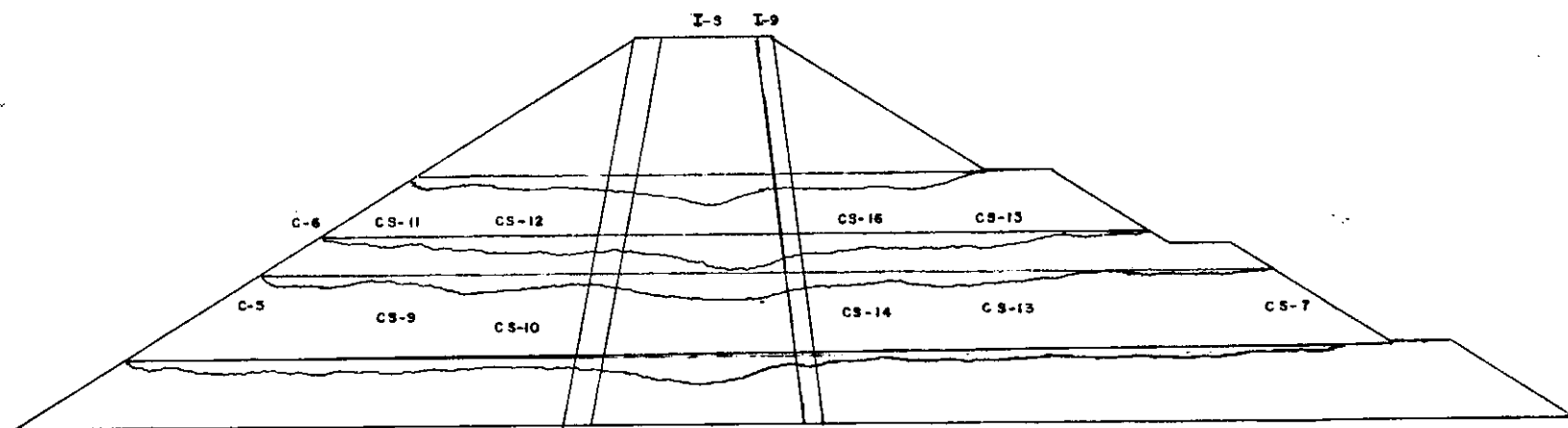


FIG.- III.25- DESLOCAMENTOS VERTICAIS CALCULADOS NA SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA 27 + 10,00m

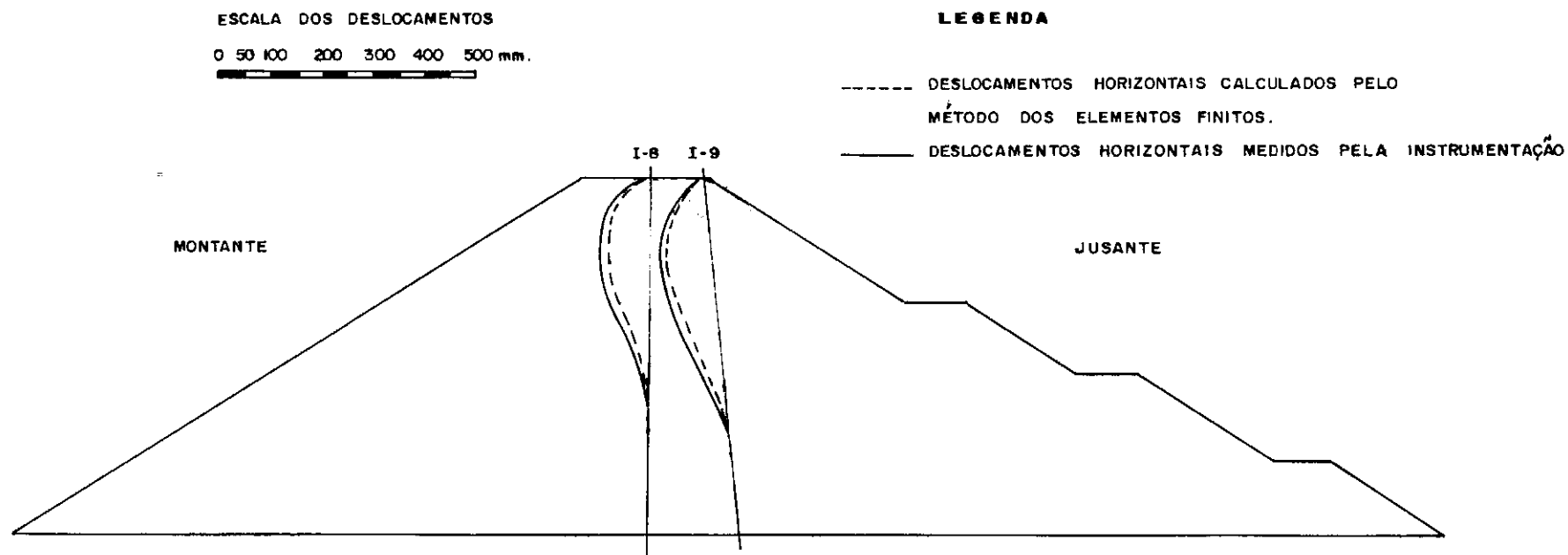


FIG. III. 26 — DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS MEDIDOS E CALCULADOS NA SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA 27+10,00 AO FINAL DA CONSTRUÇÃO.

Na figura III.27 estão apresentadas as tensões principais máximas σ_1 e σ_3 e suas direções obtidas na análise. Observa-se que o arqueamento ocorrido originou um aumento de tensões nas zonas de transição e filtro de areia com consequente diminuição no material de enrocamento e argila do núcleo, sendo bem mais significativo neste último. A figura III.28 apresenta os fatores de resistência mobilizada no final de construção. Os maiores valores de resistência mobilizada obtidos ocorreram no terço inferior da barragem na região do núcleo argiloso e na zona do pé do talude montante onde ocorreram as maiores tensões desviatônicas ($\sigma_1 - \sigma_3$). Em termos gerais os valores obtidos evidenciaram fatores de segurança favoráveis à estabilidade do maciço e a ocorrência de zonas de plastificação localizadas somente em pontos próximos à superfície dos taludes. Tensões de tração ocorreram nos patamares do talude de jusante mas com valores pouco significativos devido a suas grandezas.

TRAÇÃO (+)
 COMPRESSÃO (-)
 TENSÕES EM tf/m^2

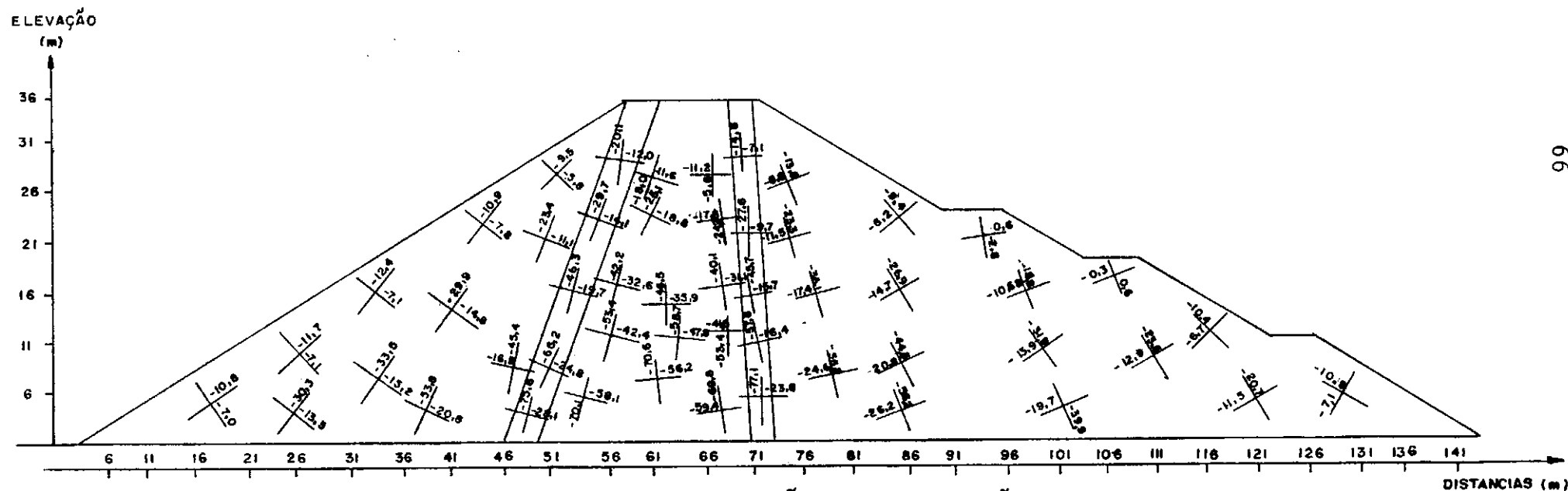


FIG.-III-27 - TENSÕES PRINCIPAIS AO FINAL DA CONSTRUÇÃO NA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO,
 CALCULADOS POR ELEMENTOS FINITOS.

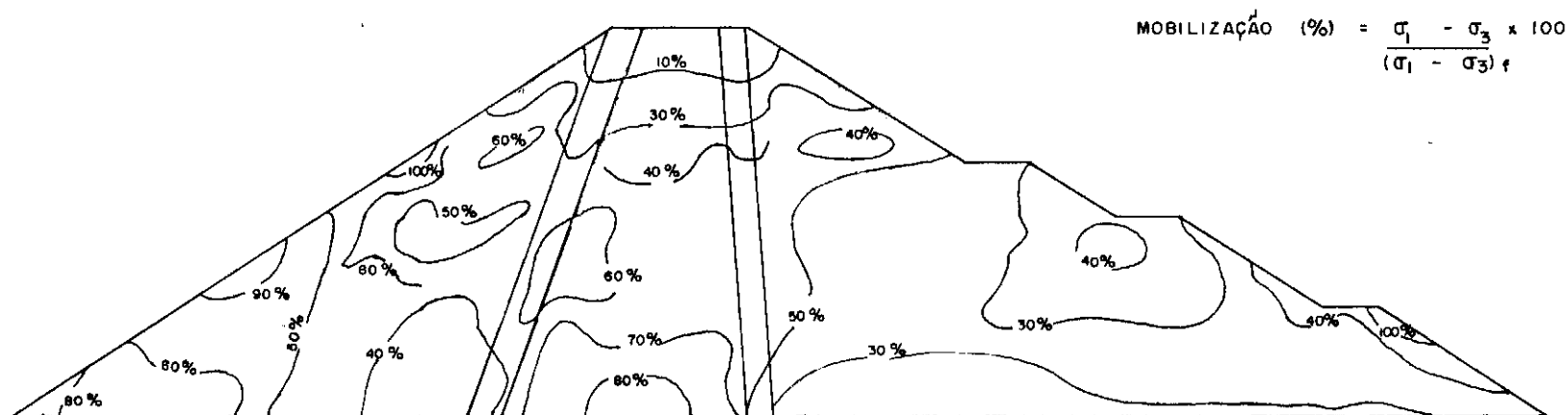


FIG. III . 28 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.

C A P Í T U L O I V

ESTUDOS SOBRE MOLHAGEM EM SOLOS E ENROCAMENTOS E
MÉTODOS PROPOSTOS PARA SIMULAÇÃO DO ENCHIMENTO
DO RESERVATÓRIO DE BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO

IV.1 - INTRODUÇÃO

Estudos sobre o comportamento dos materiais, solos e enrocamentos, correntemente utilizados nos maciços de barragens, revelam que sob saturação por água, ocorrem mudanças em suas propriedades mecânicas, ocasionando geralmente uma simultânea perda de rigidez ou "amolecimento" e perda de resistência ao cisalhamento. A grandeza desses efeitos relaciona-se com fatores tais como: geometria da obra, natureza e propriedades físicas dos materiais, tipo de sollicitação.

Em barragens de terra e enrocamento, durante a fase de enchimento do reservatório, ocorrem deslocamentos e variações de tensões causados pelos efeitos acima citados e pela ação estática da água nas estruturas destas barragens. Como consequência dessas ações ocorrem movimentos complexos, e em alguns casos, fissuras, que podem vir a comprometer a própria segurança da obra.

Os objetivos deste capítulo são: a) revisão de comportamentos observados em obras de terra e enrocamento e de estudos dirigidos na quantificação da perda de rigidez e perda de resistência dos materiais durante a saturação; b) apresentação de métodos propostos e correntemente utilizados na simulação do enchimento do reservatório de barragens de terra e enrocamento pelo M.E.F.; c) escolha e justificativa de um procedimento para desenvolvimento de um programa automático para simulação do enchimento do reservatório de barragens de terra e enrocamento pelo M.E.F.

IV.2 - COMPORTAMENTOS DE BARRAGENS DURANTE A
FASE DE ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO

Serão citados casos em que os efeitos da saturação ocorreram somente nos materiais constituintes do maciço da barragem, ou seja ,

casos em que a fundação pôde ser considerada rígida e impermeável.

O termo colapso é convencionalmente utilizado para designar o recalque que ocorre em alguns solos devido ao aumento de umidade. Observou-se inicialmente este fenômeno em areias fofas siltosas com baixo grau de saturação, mas atualmente reconhece-se sua ocorrência em outros tipos de solos. Jennings, (1967) enunciou que o colapso pode ocorrer em solos parcialmente saturados com dimensões de partículas variando desde matações a finos de argila, desde que o grau de saturação no instante da molhagem, seja inferior a um determinado valor crítico para as condições em que o solo se encontra.

Investigação experimental (Nobari, 1971) em solos granulares e enrocamentos evidenciou o fato que, sob certas condições, ocorre colapso devido à molhagem. Há uma aparente concordância geral do que este colapso e uma simultânea perda de resistência resultam do quebramento dos pontos de contato altamente tensionados de fragmentos e partículas dos materiais.

Sherard (1953) - Analisando fissuras e deslocamentos na barragem homogênea de Rector Creek, a qual no início do enchimento do reservatório deslocou-se consideravelmente para montante, e com a elevação do nível d'água tendeu a voltar para sua posição original, atribuiu o fato à molhagem não uniforme do aterro durante esta fase do enchimento. Observou que a umidade de compactação é um fator importante no comportamento da barragem em relação a fissuras, concluindo que aterros compactados com umidade insuficiente apresentam três aspectos negativos:

- a) permeabilidade inicial alta;
- b) podem ocorrer grandes recalques devido à molhagem;
- c) o material apresenta-se rijo e frágil.

Marsal (1960) - Observando o comportamento da barragem homogênea de Cuauhtemoc que sofreu grandes recalques diferenciais no início do enchimento do reservatório, o que ocasionou fissuras, explicou o fato como consequência da baixa umidade de compactação e concluiu que umidade e densidade são os fatores governantes do comportamento de barragens em termos de deslocamentos relativos e recalques no maciço da barragem.

Holestol et al (1965) - Descrevendo o comportamento da barragem de Venemo, na Noruega, observaram que os recalques dos materiais do

aterro devido à molhagem, são proporcionais ao estado de tensões a que estão submetidos no instante da molhagem.

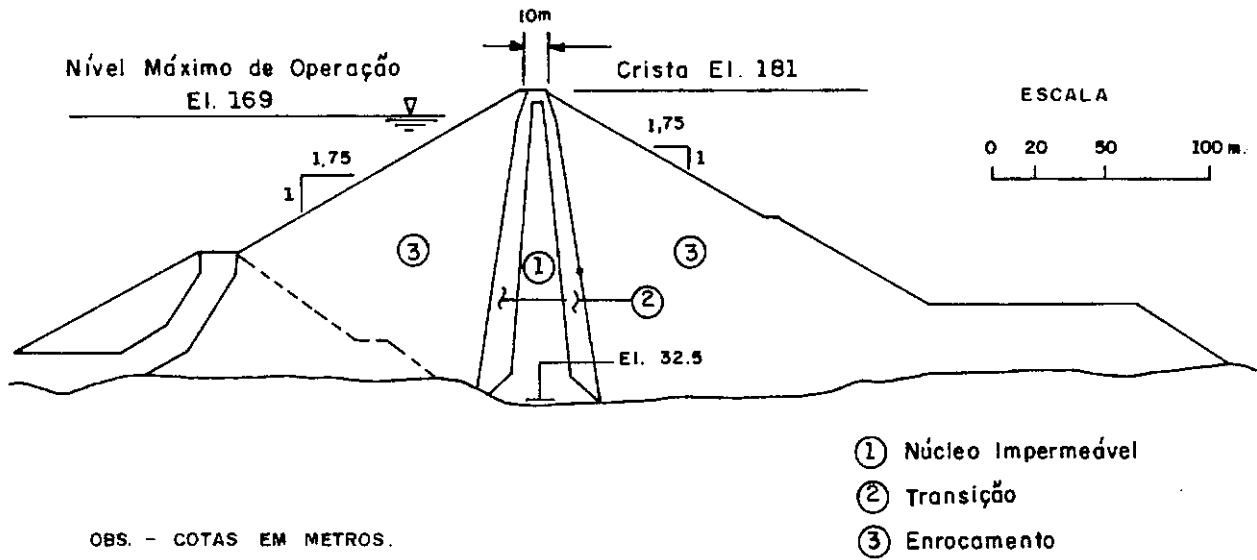
Marsal e Ramirez (1967) - Observaram os efeitos do enchimento do reservatório da barragem zoneada, com núcleo argiloso, de El Infiernillo, figura IV.1. Nas primeiras etapas do enchimento, verificou-se o movimento do núcleo para montante. Com a elevação do nível d'água observou-se o gradual retorno à posição inicial, e ao ser atingido o nível de operação, todo o núcleo estava a jusante de sua posição original.

Sherard (1970) - Descrevendo o comportamento da barragem, também zoneada com núcleo argiloso, de El Isiro, observou que, durante a fase de enchimento do reservatório, formou-se uma grande fissura no talude jusante. O provável mecanismo do desenvolvimento dessa fissura foi explicado como sendo consequência do tombamento do núcleo argiloso no sentido do reservatório. Atribuiu-se o fato à uma brusca redução da força horizontal sobre o núcleo, que era exercida pela aba montante, a qual havia sido compactada em umidade insatisfatória, sofrendo em consequência, devido à molhagem, o amolecimento e colapso, o que originou o espraçamento do material para montante. Este movimento foi acompanhado pelo núcleo mas não pela aba jusante que permaneceu rija e frágil.

Estes casos já evidenciam o efeito do "amolecimento" e colapso dos materiais devido à molhagem e algumas de suas principais consequências em barragens. Estudos similares são descritos em Mahler e Pereira (1983), e Nobari (1971).

Baseados em comportamentos como os apresentados, Nobari e Duncan (1972) relacionaram os seguintes efeitos como os principais determinantes dos fenômenos que ocorrem no interior do maciço de barragens de terra e enrocamento durante a fase de primeiro enchimento do reservatório, cuja apresentação é mostrada na figura IV.2.

- a) carga d'água no núcleo, que tende a causar movimentos para jusante;
- b) carga d'água na fundação montante, que tende a causar movimentos para montante e para baixo, o que não ocorre em fundações rígidas;
- c) empuxo devido submersão, sofrido pelo material da aba montante e que tende a elevar essa parte da barragem;
- d) perda de rigidez ou amolecimento e perda de resistência ao cisamento;



Seção Transversal Máxima

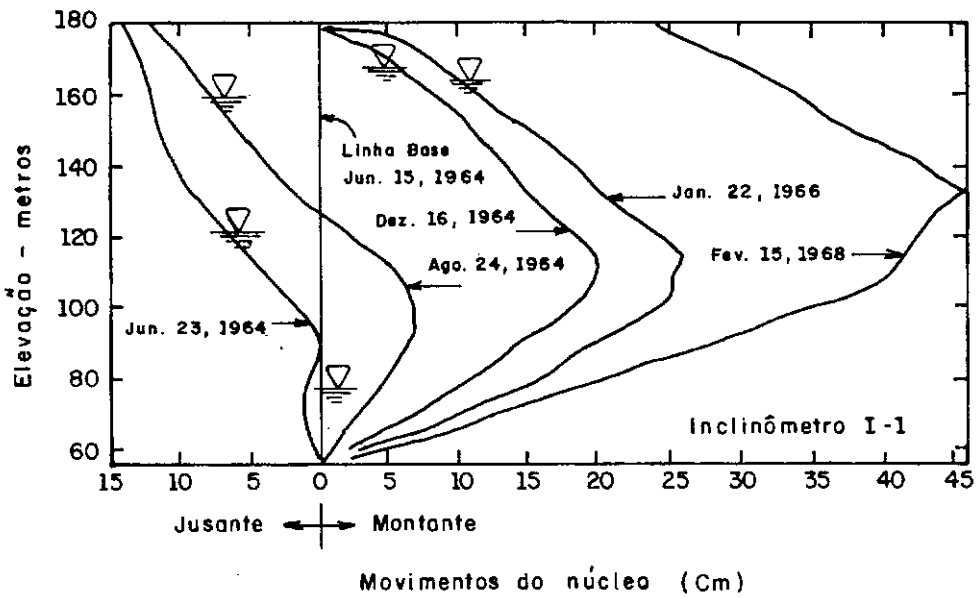
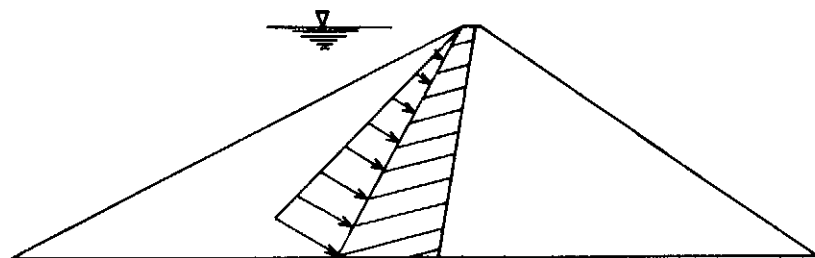
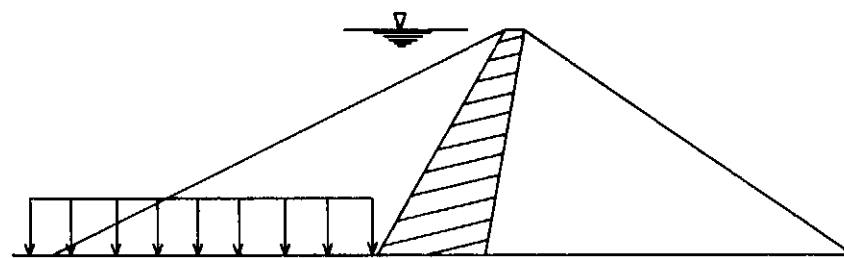


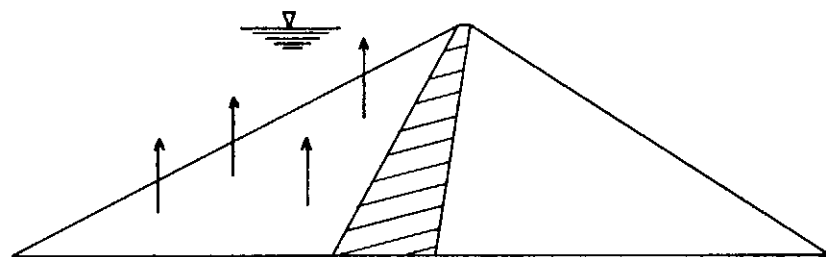
Fig. IV.1 - Movimentos horizontais do núcleo na barragem EL INFIERNILLO.
(apud Marsal e Ramirez, 1967)



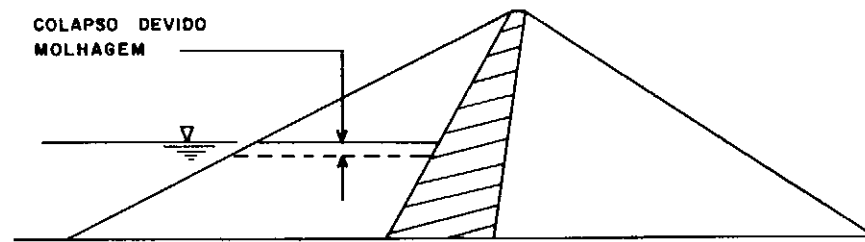
(1) CARGA D'AGUA NO NÚCLEO



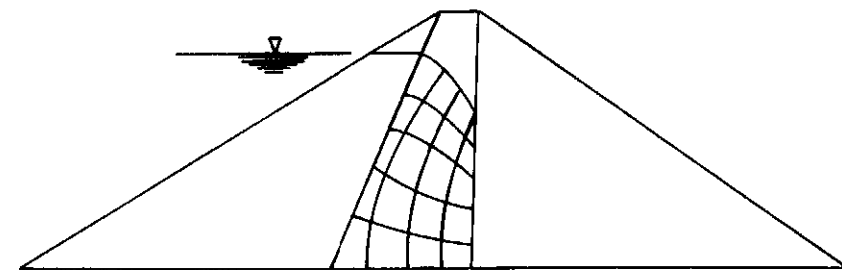
(2) CARGA D'AGUA NA FUNDAÇÃO



(3) EMPUXO NA ABA MONTANTE



(4)



(5) FLUXO ESTACIONARIO APOS LONGO TEMPO DE OPERAÇÃO

FIG.IV.2 Efeitos de enchimento de reservatório em uma barragem zonada.

lhamento do material da aba montante devido à molhagem, que tende a causar recalques e movimentos para montante.

Durante o enchimento, inicia-se o desenvolvimento da percolação através do núcleo, o qual necessita de um período de tempo geralmente mais prolongado para que exerça influência significativa.

A influência desses efeitos nos diferentes materiais constituintes do aterro, ocasiona variações de tensões e possíveis deslocamentos relativos entre zonas adjacentes, o que pode resultar em fissuras. "Outra consequência do enchimento poderá ser o fraturamento hidráulico, fenômeno que ocorre onde a pressão neutra supera o valor da pressão total", Kjaernsli e Torbla (1968). Sherard (1973) relacionando a pressão hidrostática horizontal em um furo, com as tensões horizontais calculados pelo M.E.F., concluiu que a fratura ocorrerá sempre no plano perpendicular à tensão principal menor.

A sequência de movimentos observada durante o enchimento do reservatório de barragens zoneadas, de acordo com Nobari e Duncan (1972), pode ser explicada considerando-se apenas a ação de três efeitos simultâneos da água nos materiais do maciço e sua estrutura:

- a) devido à molhagem da fundação ocorre "colapso" que não é uniforme em toda a barragem, em virtude da parte montante ser molhada primeiro. No caso de fundações rígidas e impermeáveis este efeito não ocorre;
- b) na molhagem da aba montante há amolecimento e perda de resistência ao cisalhamento do material desta zona. Devido a parte inferior, altamente tensionada, sofrer molhagem logo nas primeiras etapas do enchimento, o colapso da aba montante é bem pronunciado e ocorre espraçamento desse material no sentido do reservatório. Em consequência, o núcleo move-se nesse sentido pois há diminuição da tensão confinante a que estava submetido;
- c) a carga d'água no núcleo o empurra para jusante. Devido a essa carga aumentar com o quadrado da altura d'água, esta ação é mais pronunciada nas fases posteriores do enchimento, podendo ou não predominar sobre o efeito descrito no item b.

IV.3 - ESTIMATIVAS DE COLAPSO DEVIDO À MOLHAGEM BASEADAS EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Serão citados apenas os ensaios clássicos que serviram de base pa-

ra a proposição dos métodos correntes.

Turnbul e Hvorslev (1967) - realizaram ensaios em amostras confinadas de solos finos, com a finalidade de previsão de recalques adicionais, na fase de enchimento do reservatório, de barragens assentes sobre fundação constituída por aquele tipo de solo. Os ensaios consistiram na aplicação de uma carga vertical constante, em uma amostra indeformada, e após o estabelecimento do equilíbrio, saturar-se a amostra medindo-se o recalque adicional sob aquela solicitação.

Jennings e Knight (1957) - executando ensaios oedométricos, observaram que o índice de vazios após molhagem e compressão de um solo, era praticamente o mesmo independente da ordem entre saturação e carregamento. Com base nesta observação, propuseram o teste "duplo oedométrico" para estimativa de recalques de solos devido à molhagem. Neste teste, dois ensaios oedométricos são executados em duas amostras do solo, uma na umidade natural e a outra completamente saturada. A quantidade de compressão ou recalque devido à molhagem em qualquer pressão é determinada pela diferença entre os índices de vazios das curvas "natural" e saturada" naquela pressão.

Stanculescu (1967) - executou ensaios triaxiais submetendo os corpos de prova a diferentes valores de tensão deviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$) e tensão octaédrica normal $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ e então saturando-os. Verificou-se que a variação de volume devido à molhagem aumenta à medida que a tensão deviatória e a tensão octaédrica normal aumentam.

Burland (1965) - descreveu testes oedométricos em que os efeitos de adição de água em amostras de siltes secas ao ar, foram investigadas para as duas seguintes situações: no primeiro teste a amostra foi solicitada e, sob carga constante, saturada, sendo medida a compressão ocorrida; no segundo teste, a amostra foi solicitada e então saturada, não permitindo-se deformação adicional, verificando-se um decréscimo na carga suportada pela amostra, ou seja, uma relaxação de tensões.

Nobari e Duncan (1972) - em investigação experimental, executando ensaios triaxiais em enrocamento, verificaram os seguintes comportamentos e fatores influentes na molhagem.

a) A compressão induzida pela molhagem em cargas carregados em es-

tado seco (*) é praticamente a mesma induzida por carregamentos em corpos molhados previamente. (Figura IV.3).

- b) A compressão induzida por molhagem diminui com o aumento da densidade inicial e com o aumento da umidade inicial.
- c) É possível investigar o efeito da água na compressibilidade dos materiais de enrocamento, executando testes de laboratório em materiais com dimensões máximas de partículas menores, desde que se utilize curvas granulométricas paralelas à distribuição original conforme proposição de Marachi (1969).

IV.4 - MÉTODOS PROPOSTOS PARA SIMULAÇÃO DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DE BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO

Em barragens, durante a fase de enchimento do reservatório, os materiais sofrem os efeitos da molhagem e a ação estática da água. Em termos de análise, pode-se então afirmar que ocorrem simultaneamente relaxação de tensões e deformações sob tensão constante.

IV.4.1 - Método Proposto por Nobari e Duncan (1972)

IV.4.1.1 - Esquema Ilustrativo do Efeito da Molhagem

O esquema é representado pela figura IV.4, em que uma amostra de solo seca e confinada, é solicitada através de uma mola. O ponto A representa o estado de equilíbrio entre solicitação e reação da amostra. Neste caso o efeito da molhagem pode ser analisado como composto de duas etapas: 1º) em que há uma relaxação de tensões sem haver deformações no corpo, o que é representado pelo caminho AB da figura IV.5, observe-se que ao final dessa etapa não há equilíbrio entre solicitação e reação do solo; 2º) em que a restauração do equilíbrio é obtida aplicando-se uma tensão igual à redução de tensão ocorrida na amostra na primeira etapa, havendo então deformação do corpo, agora saturado, até restabelecer-se o equilíbrio, o que é representado pelo caminho BC. Neste exemplo ressalta-se que as grandezas das deformações e variações de tensões dependem, pelo menos, de dois fatores; a) a quantidade de relaxação de tensões devido à molhagem, representada pela diferença entre as

(*) seco - refere-se ao estado de umidade natural.

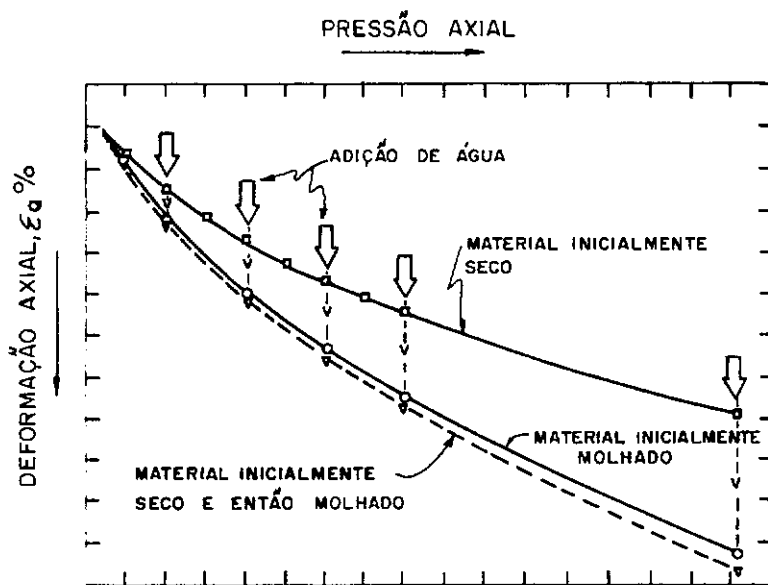


FIG.IV.3 - ILUSTRAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE COMPRESSÃO DE MATERIAIS DEVIDO MOLHAGEM (APUD NOBARI E DUNCAN, 1972).

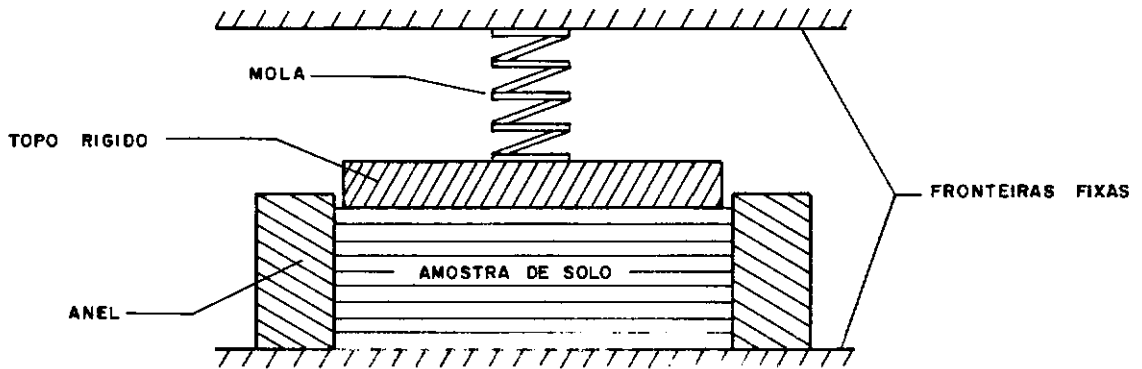


FIG. IV.4 - SISTEMA SOLO-MOLA

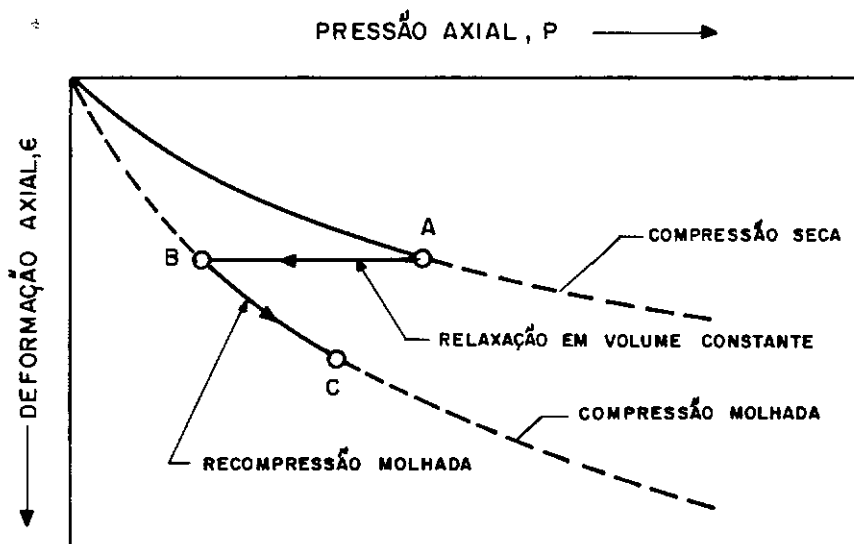


FIG. IV.5 - ILUSTRAÇÃO ESQUEMÁTICA DE VARIAÇÕES SIMULTÂNEAS EM TENSÕES E DEFORMAÇÕES DEVIDO MOLHAGEM SOB CONDIÇÃO UNIDIMENSIONAL. (APUD NOBARI E DUNCAN , 1972)

curvas de compressão nos estados seco e molhado e, b) as condições de fronteira, representadas pela rigidez da mola e a condição unidimensional do carregamento.

IV.4.1.2 - Curvas Tensão-Deformação Utilizadas pelo Método para Aplicação em Barragens

Foram utilizadas curvas obtidas a partir de ensaios triaxiais, considerando-se a observação citada anteriormente, do comportamento do material ser independente da ordem entre molhagem e carregamento. Para materiais de enrocamento, Nobari et al (1972) verificaram este fato através de ensaios triaxiais CD (adensado drenado), obtendo resultados satisfatórios, como o mostrado na figura IV.6.

A partir das curvas de ensaios triaxiais do material nos estados seco e molhado, o cálculo das relaxações de tensões $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$, para um determinado estado seco $(\sigma_1)_s$ e $(\sigma_3)_s$ é esquematicamente realizado, como o mostrado na figura IV.7, em que: 1) determina-se $(\epsilon_a)_s$ e $(\epsilon_v)_s$ correspondentes a $(\sigma_1)_s$ e $(\sigma_3)_s$; 2) obtém-se $(\sigma_3)_m$ a partir de $(\epsilon_a)_m = (\epsilon_a)_s$ e $(\epsilon_v)_m = (\epsilon_v)_s$ numa curva correspondente, em ensaios com material molhado; 3) $(\sigma_1 - \sigma_3)_m$ é obtido a partir de $(\epsilon_a)_m$ e $(\sigma_3)_m$ utilizando-se a curva tensão-deformação correspondente. Daí então, determina-se $(\sigma_1)_m$, $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$. Analiticamente estes cálculos estão apresentados no Apêndice III.

Para generalizar o processo, incluiu-se a compressão que ocorre devido à molhagem, em alguns solos, mesmo no caso do estado de tensões ser isotrópico. A consideração desse efeito pode ser levada em conta através de relações entre o tipo de solo, pressão confinante e compressão ocorrida, conforme figura IV.8. Obtém-se a reta $(\epsilon_v)_c = \beta (\sigma_3 - \sigma_{3t})$ onde: $(\epsilon_v)_c$ = deformação volumétrica devido compressão isotrópica.

β = declividade da reta $(\epsilon_v)_c \times \sigma_3$

σ_{3t} = tensão confinante limite, abaixo da qual não ocorre compressão isotrópica devido à molhagem.

O procedimento para inclusão desse efeito é mostrado na figura IV.9. Nesta figura são definidos, eixos de deformação "local" e eixos de deformação "total", onde "total" compreende deformação devido compressão isotrópica e compressão axial, "local" corresponde somente à deformação causada por compressão axial. O procedimento

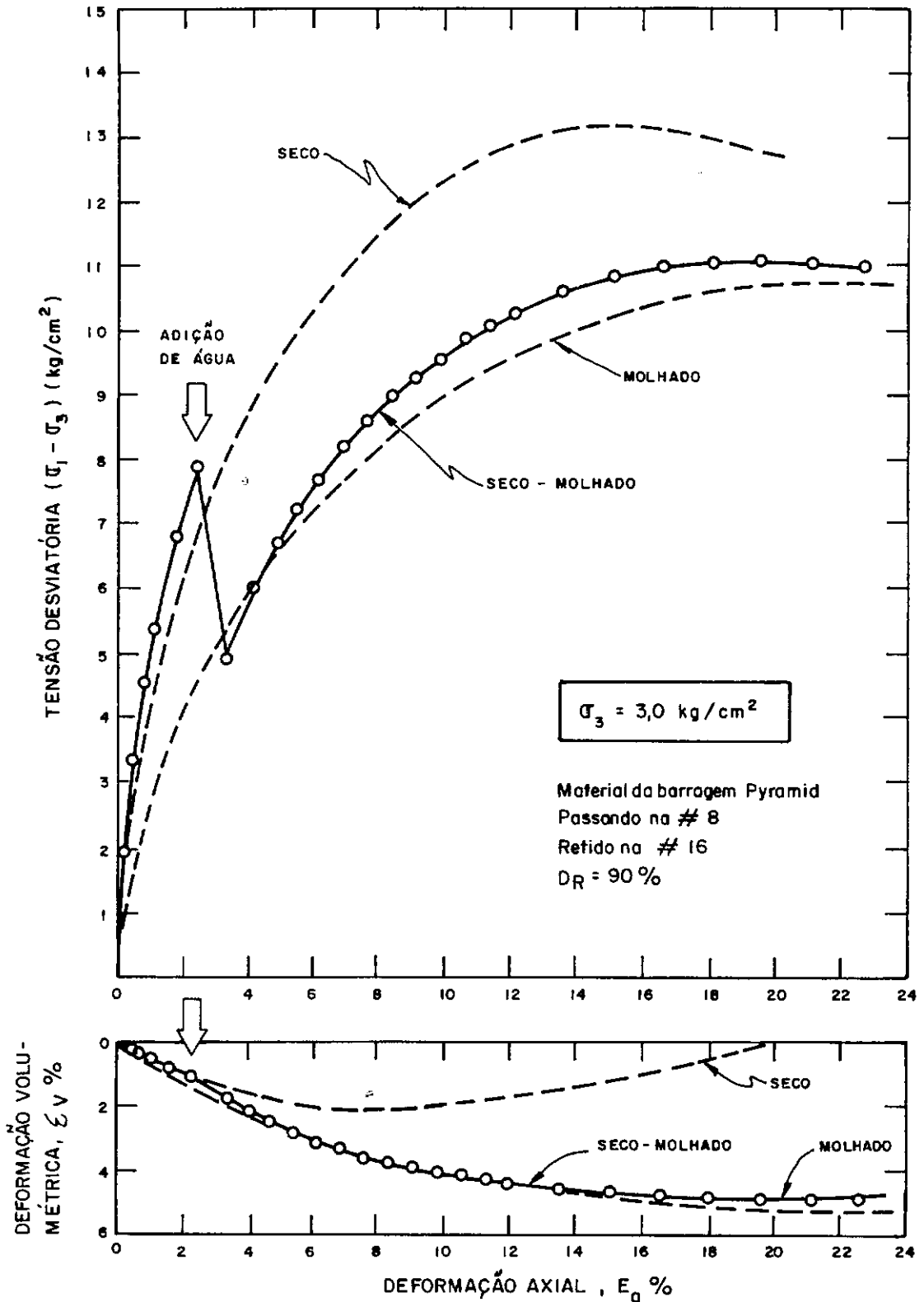


FIG. IV.6 — COMPARAÇÃO DE CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E VARIAÇÃO DE VOLUME PARA CORPOS DE PROVA SECOS, SATURADOS E SECOS-SATURADOS EM TESTES DE COMPRESSÃO TRIAXIAL. (APUD NOBARI E DUNCAN, 1972).

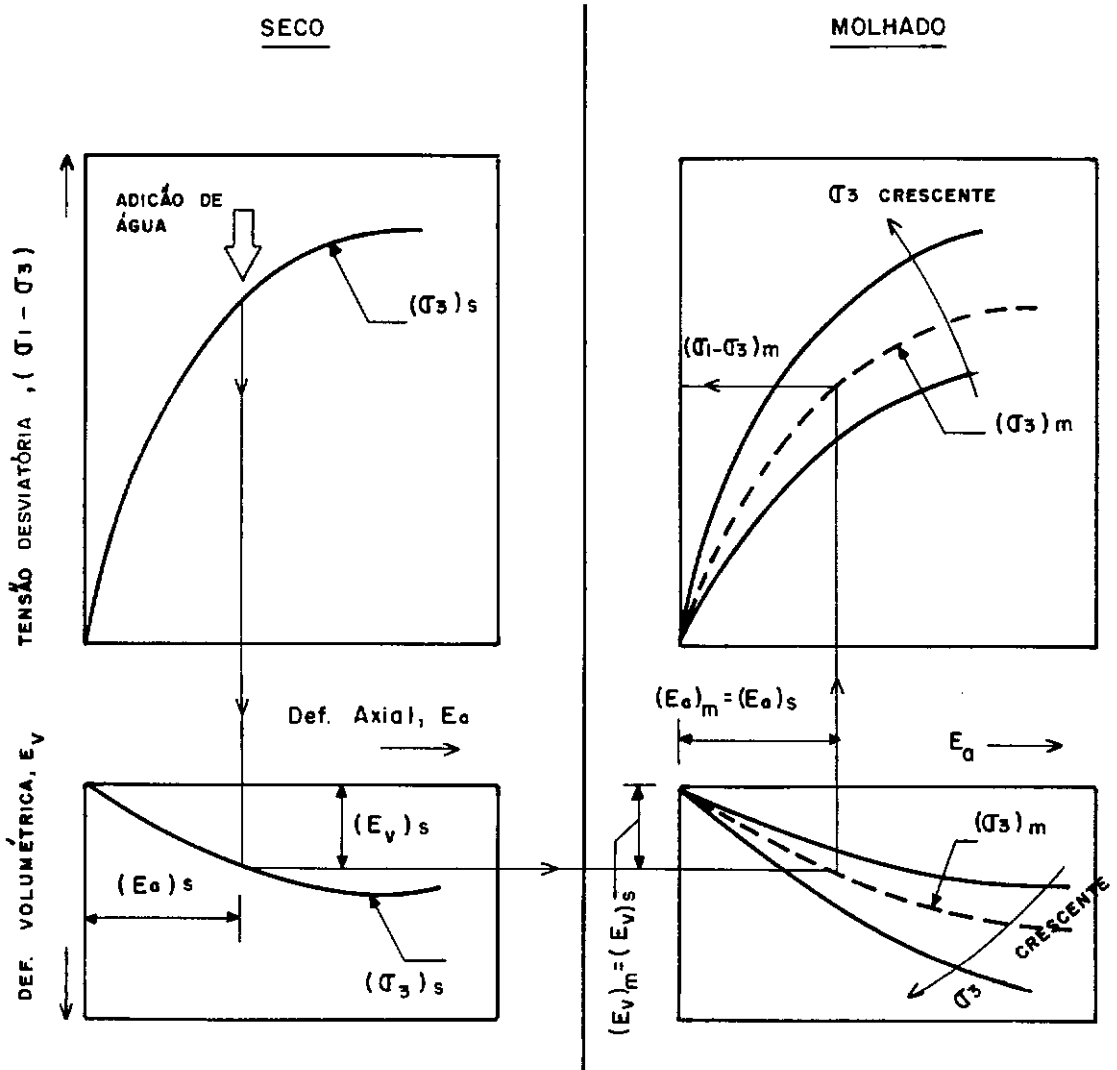


FIG. IV.7 - DETERMINAÇÃO DA RELAXAÇÃO DAS TENSÕES PRINCIPAIS PELA MOLHAGEM SOB VOLUME CONSTANTE. (APUD NOBARI E DUNCAN, 1972)

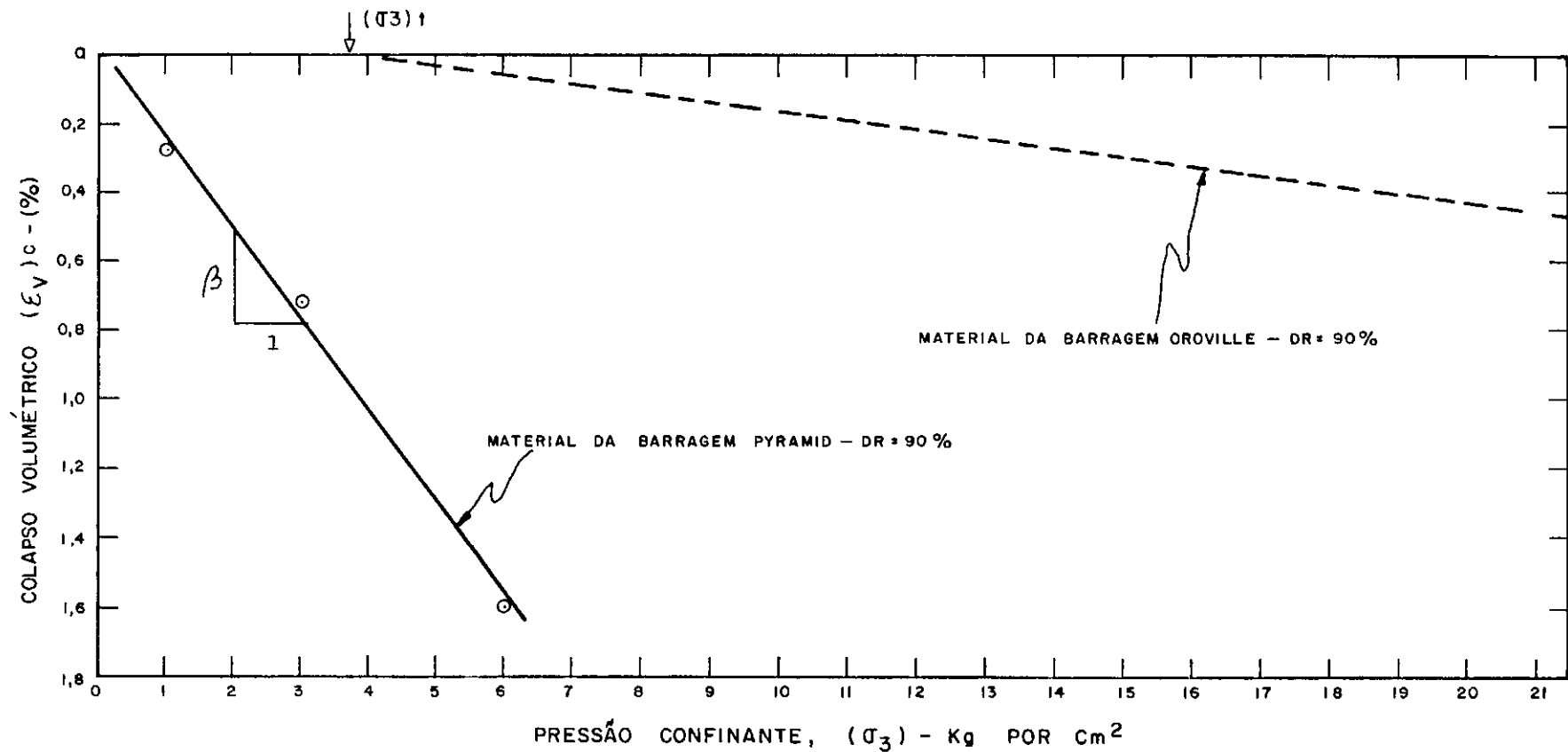


FIG.IV.8 - RELAÇÃO ENTRE COMPRESSÃO DEVIDO MOLHAGEM SOB TENSÃO ISOTRÓPICA E PRESSÃO CONFINANTE (APUD NOBARI E DUNCAN, 1972)

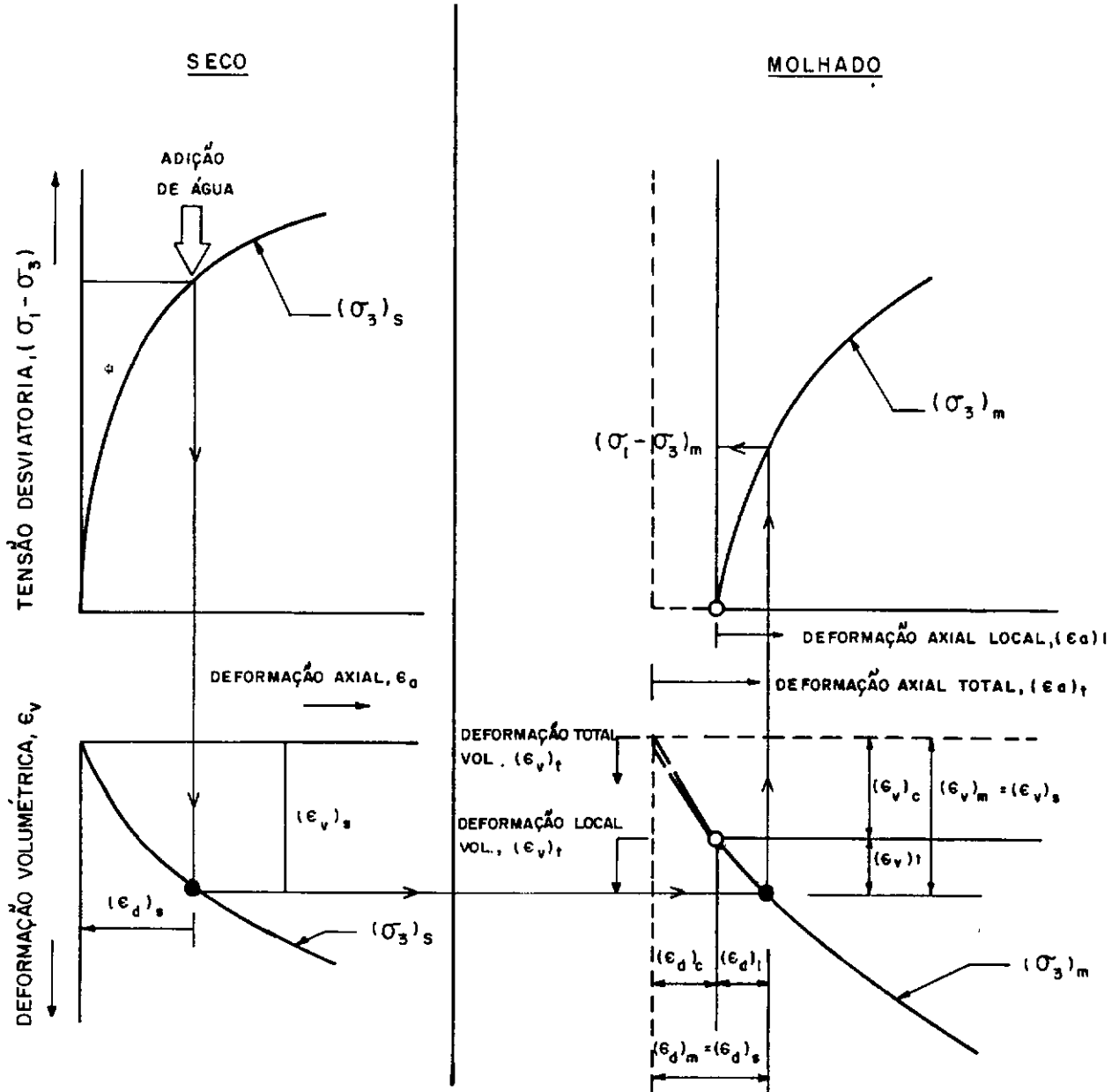


FIG. IV.9 - DETERMINAÇÃO DE RELAXAÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS DEVIDO MOLHAGEM SEM VARIAÇÃO DE VOLUME USANDO EIXOS DE DEFORMAÇÃO TOTAL PARA CURVAS MOLHADAS. (APUD NOBARI E DUNCAN, 1972).

para determinação da compressão devido à molhagem é similar ao já descrito anteriormente.

IV.4.1.3 - Aplicação do M.E.F. para Análise de Movimentos e Variações de Tensões devido à Molhagem

Foi utilizado um procedimento computacional similar ao desenvolvido por King (1965)* para problemas em materiais visco-elásticos e lineares, onde as variações devido ao creep durante um intervalo de tempo Δt , foram avaliadas pelo M.E.F. calculando-se as variações de tensões devido à relaxação nesse tempo Δt , ou seja, na condição de não haver deformação. Estas variações foram subtraídas dos valores no início do intervalo, e então o equilíbrio foi restaurado pela aplicação de forças equivalentes às variações devido à relaxação, medindo-se então as deformações ocorridas.

A utilização de um procedimento similar para a simulação do enchimento do reservatório de barragens, desenvolveu-se conforme o exposto a seguir. Deve-se observar que o desenvolvimento apresentado refere-se a um elemento no maciço da barragem, submetido às tensões principais σ_1 e σ_3 .

- 1) Para o cálculo das variações das tensões principais devido à molhagem, $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$, (relaxação), utiliza-se o procedimento apresentado no item IV.4.1.2. Assume-se que durante a relaxação as direções das tensões principais não variam.
- 2) As reduções nas tensões principais, $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$, são transformadas em variações das tensões coordenadas, ($\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ e $\Delta\tau_{xy}$) e estas, subtraídas das tensões no elemento antes da molhagem. Resulta então uma situação, em que não há equilíbrio no elemento.
- 3) Para o retorno a um estado de tensões satisfazendo às condições de equilíbrio, as variações $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ e $\Delta\tau_{xy}$ são transformadas em forças nodais equivalentes (vide item II.3.2.4), e aplicadas no elemento correspondente. As forças equivalentes à ação estática da água, ou seja, cargas em fronteiras impermeáveis e empuxo na zona submersa, são aplicadas ao mesmo tempo, calculando-se então, pelo M.E.F., as variações de tensões e deformações que ocorrem. O estado de tensões resultante, é o obtido pela adição

* citado por Nobari e Duncan (1972).

das variações calculadas nesta etapa às tensões resultantes ao final da etapa 2.

IV.4.1.4 - Hipóteses Adotadas no Método

- a) O comportamento não-linear dos solos foi representado, pelas formulações hiperbólicas apresentadas por Kulhawy et al (1969) para o módulo de elasticidade tangente e para o coeficiente de Poisson tangente. O módulo de elasticidade inicial foi representado pela proposição de Jambu (1963), em que $E_i = KPa (\sigma_3/Pa)^n$.
- b) Na análise por elementos finitos, utilizou-se a relação tensão/deformação incremental proposta por Duncan e Chang(1970), onde:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \underline{D} \begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad [IV.1]$$
- c) Para cada incremento de carga, aplicado na estrutura substituta da barragem, foi utilizado a técnica das tensões intermediárias, conforme pode ser visto em Mahler (1974).
- d) Para o critério de descarregamento-recarregamento, adotou-se a formulação proposta por Duncan e Chang (1970), em que o módulo de elasticidade $E_{ur} = K_{ur}.Pa.(\sigma_3/Pa)^{n_{ur}}$, representa um comportamento linear equivalente ao ciclo descarregamento-recarregamento.

Para utilização desse critério, definiu-se

$$SL = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f \quad [IV.2] \quad \text{onde,}$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desviatórica atuante

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ = tensão desviatórica na ruptura.

Para um dado ponto no interior da barragem, quando SL for menor que o máximo já tingido, E_{ur} é usado. Quando SL for maior que o anterior, utiliza-se a formulação hiperbólica já citada.

- e) Comportamento pós-ruptura - utilizou-se o proposto por Clough e Woodward (1967), conforme já descrito no capítulo II.

IV.4.1.5 - Representação das Cargas D'Água

- a) Em superfície impermeável - a distribuição da pressão d'água na face de um elemento, é representada por cargas nodais equivalentes à qualquer distribuição fornecida.
- b) Em meio permeável - a pressão d'água nas faces do elemento são supostas variar linearmente, sendo então distribuídas em forças nodais equivalentes.

IV.4.2 - Método Proposto por Alberro e Leon (1971)

O método é basicamente semelhante ao apresentado por Nobari e Duncan (1972), explicando a sequência de fenômenos ocorridos durante a fase de enchimento do reservatório de barragens, como produzidos pelos efeitos e ações já descritos anteriormente. As diferenças existentes estão no procedimento utilizado para a aplicação destas ações e destes efeitos.

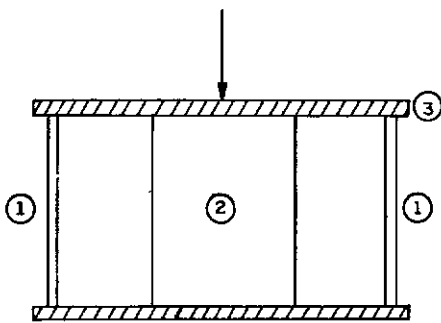
IV.4.2.1 - Esquema Ilustrativo do Efeito Devido à Molhagem

O modelo utilizado é representado na figura IV.10. O efeito da molhagem é explicado pela comparação entre a ruptura do enrocamento e a de elementos resistentes do modelo apresentado.

Sob os efeitos da saturação, os elementos resistentes se rompem e a carga aplicada se transfere integralmente ao núcleo do modelo. O estado de tensões resistido pelo elemento de enrocamento "seco", é o correspondente ao ponto A na figura IV.11. Após a saturação, este elemento ficará submetido ao estado correspondente ao ponto B, adicionado à diferença de tensões entre os estados A e B.

IV.4.2.2 - Curvas Utilizadas pelo Método para Aplicação em Barragens

Em investigação experimental os autores comprovaram o fato que, ao ocorrer a saturação, sob determinada carga, os solos e material de enrocamento sofrem um colapso tal que o índice de vazios da amostra, resulta semelhante ao que apresenta uma amostra pré-saturada sob as mesmas cargas.



- ① - ELEMENTOS RESISTENTES QUE REPRESENTAM OS PONTOS DE CONTACTO ENTRE PARTÍCULAS DE ENROCAMENTO, QUE SE ROMPEM NA SATURAÇÃO DO MATERIAL.
- ② - PARTÍCULA DE ENROCAMENTO SATURADA.
- ③ - PLACA DE CARGA RÍGIDA.

FIG. IV.10 - MODELO DE UMA PARTÍCULA DE ENROCAMENTO NO ESTADO SECO (APUD ALBERRO E LEON, 1971).

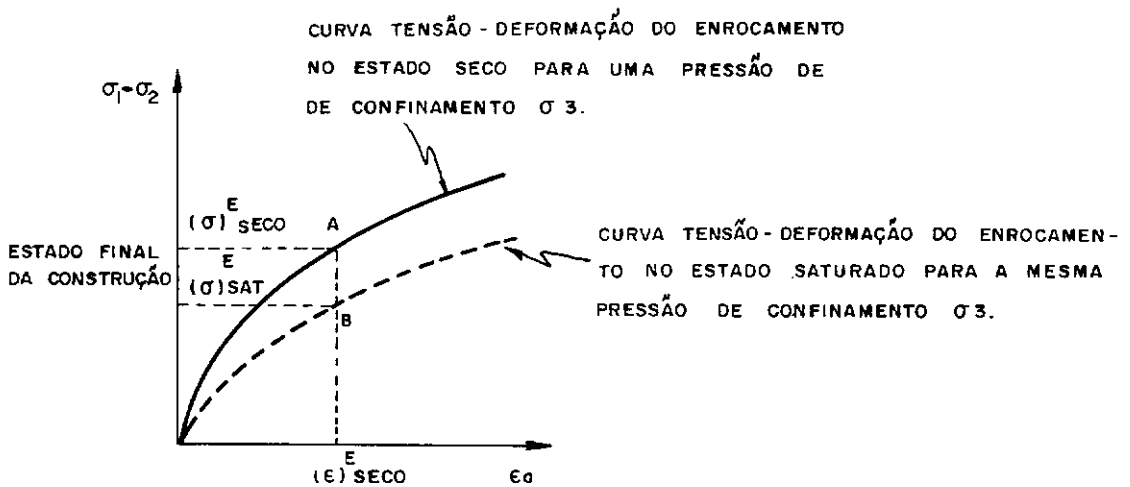


FIG. IV. 11 - COMPORTAMENTO DE UM ELEMENTO DE ENROCAMENTO SOB O EFEITO DA SATURAÇÃO (APUD ALBERRO E LEON, 1971).

Os autores utilizaram ensaios oedométricos e obtiveram uma relação, entre os módulos de elasticidade dos materiais nos estados seco e saturado, a partir da hipótese de que o coeficiente de Poisson, para qualquer valor da pressão axial, era igual em ambos os casos, conforme apresentado abaixo:

$$E_{sat} = \alpha E_{seco}, \text{ com } \alpha \text{ menor que } 1, \text{ e} \quad [IV.3]$$

$$\nu_{sat} = \nu_{seco}.$$

Em termos da relação tensão-deformação, $\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{\epsilon}$, isto representa : $\underline{D}_{sat} = \alpha \underline{D}_{seco}$, onde \underline{D} é a matriz de elasticidade do material.

IV.4.2.3 - Aplicação do M.E.F. para Análise de Variações Devido à Molhagem.

A descrição e deduções apresentadas a seguir, referem-se a um elemento no interior da barragem.

- 1) Para o cálculo da relaxação de tensões devido à molhagem, utiliza-se a relação já descrita, entre as matrizes de elasticidade \underline{D} do material nos estados seco e saturado, conforme o exposto abaixo:

como $\underline{D}_{sat} = \alpha \underline{D}_{seco}$, e as deformações $\underline{\epsilon}$ devem permanecer invariáveis tem-se,

$$\underline{\sigma}_{seco} = \underline{D}_{seco} \underline{\epsilon} \text{ e } \underline{\sigma}_{sat} = \underline{D}_{sat} \cdot \underline{\epsilon}$$

$$\therefore \Delta \underline{\sigma}_{relaxação} = \underline{\sigma}_{seco} - \underline{\sigma}_{sat} = [\underline{D}_{seco} - \underline{D}_{sat}] \cdot \underline{\epsilon}$$

$$\therefore \Delta \underline{\sigma}_{relaxação} = (1 - \alpha) \underline{D}_{seco} \underline{\epsilon}$$

[IV.4]

$$\therefore \Delta \underline{\sigma}_{relaxação} = (1 - \alpha) \underline{\sigma}_{seco}.$$

Assumiu-se implicitamente que não houve variação de direções de tensões principais nesta etapa.

- 2) As reduções nas tensões principais são transformadas nas variações de tensões relativas ao sistema de eixos xy ($\Delta \sigma_x, \Delta \sigma_y, \Delta \tau_{xy}$) e essas, subtraídas das tensões antes da molhagem.

- 3) $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ e $\Delta\tau_{xy}$ são transformadas em forças nodais equivalentes.
- 4) A fim de restabelecer-se o equilíbrio, estas forças são aplicadas no elemento considerado, utilizando as propriedades mecânicas do material saturado. As forças equivalentes às cargas d'água no núcleo, e ao empuxo na zona submersa, são aplicadas então ao mesmo tempo, e as variações de tensões e movimentos são calculadas pelo M.E.F. O estado resultante de tensões obtido é conforme o já citado no método apresentado por Nobari e Duncan (1972).

IV.4.2.4 - Hipóteses Adotadas no Método

- a) Para os solos granulares utilizou-se para o módulo de elasticidade tangente a formulação hiperbólica, com o módulo de elasticidade inicial sendo obtido a partir de ensaios dinâmicos, conforme proposição de Seed e Idriss (1967). A não-linearidade do coeficiente de Poisson foi representado adotando-se que a expressão $M_B = E / [2 (1 + \nu) (1 - 2\nu)]$ fosse constante em qualquer estado de tensões e que $\nu = 0,499$ na condição de ruptura. Para materiais coesivos, utilizam-se parâmetros obtidos em ensaios triaxiais, conforme Kulhawy et al (1969).
- b) Para a relação incremental tensão-deformação, utilizou-se a proposição de Duncan e Chang (1970) na análise por elementos finitos.
- c) Para a aplicação dos incrementos de carga, foram utilizadas técnicas iterativas, o que geralmente torna onerosas as análises numéricas embora fornecendo melhores resultados em análises não lineares.
- d) O critério de descarregamento-recarregamento adotado foi o proposto por Duncan e Chang (1970), definindo-se como processo de carga aquele em que a relação de esforços principais σ_1/σ_3 aumenta, e como processo de descarga aquele durante o qual esta relação diminui.

IV.4.2.5 - Representação das Cargas D'Água

As cargas d'água foram representadas de maneira idêntica ao exposto no método proposto por Nobari e Duncan (1972).

IV.4.3 - Comentários sobre a Superposição de Efeitos Durante o Enchimento

Os dois métodos mostrados caracterizam-se por apresentar para o comportamento dos solos e material de enrocamento, relações tensão deformação não lineares. Torna-se assim evidente, a não validade do princípio da superposição dos efeitos, na aplicação das cargas simultâneas devido ao colapso do material saturado, ao empuxo no material submerso e ao empuxo hidrostático no material impermeável. Devido a isto, o processo de cálculo mais adequado consiste em aplicar estas cargas de forma incremental, ou seja, simulando o enchimento do reservatório em etapas sucessivas. O caminho real de esforços de um ponto, no interior do maciço, pode ser descrito, para um incremento de carga representando uma etapa do enchimento, conforme o mostrado na figura IV.12. Nesta figura, o segmento $A_1 B_1$ representa a relaxação de tensões devido à saturação, à aplicação das cargas equivalentes a esta relaxação para o restabelecimento do equilíbrio, a trajetória $B_1 C_1 A_2$ corresponde à aplicação dos empuxos nos materiais submersos e faces impermeáveis. Analogamente, uma etapa sucessiva será representada pelo caminho $A_2 B_2 C_2 A_3$, e assim por diante.

IV.4.4 - Análises de Aplicações dos Métodos Propostos

Os dois métodos propostos, para simulação do enchimento do reservatório de barragens de terra e enrocamento, foram aplicados por seus autores em barragens instrumentadas e comparados os resultados calculados com os medidos por meio das instrumentações instaladas.

No exemplo apresentado por Nobari e Duncan (1972), aplicação na barragem de Oroville, os deslocamentos calculados mostraram-se satisfatórios. Em termos gerais os deslocamentos horizontais calculados, resultaram superiores aos medidos, ocorrendo o inverso em relação aos verticais. Essas discrepâncias foram atribuídas a fenômenos tais como: adensamento, creep e compressão secundária, que ocorrem nos materiais da barragem, durante a fase de enchimento do reservatório, e não foram levados em consideração pelo método. Neste

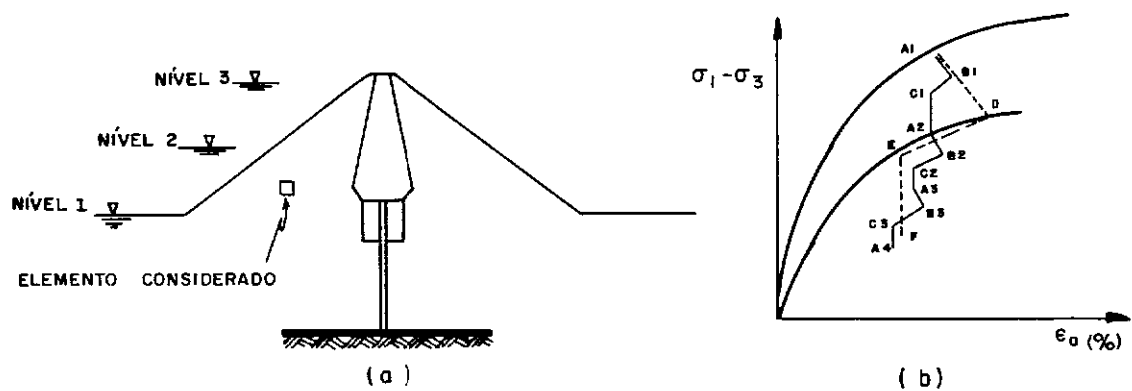


FIG. IV 12 - ETAPA DE ENCHIMENTO, PROCESSO INCREMENTAL

exemplo, os parâmetros foram obtidos através de ensaios triaxiais CD (adensado-drenado) para os materiais granulares e de enrocamento, e ensaios triaxiais UU (não adensado-não drenado) para o material argiloso do núcleo.

Resultados análogos, foram obtidos por Dibiagio et al (1982), para a barragem Suartevann, adotando o método proposto e as hipóteses utilizadas por Nobari e Duncan (1972), alterando apenas para a linha do centro do núcleo, a aplicação das cargas devido ao empuxo hidrostático em faces impermeáveis. Os autores atribuem as discrepâncias a uma possível inadequação das formulações hiperbólicas, para o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson tangentes, para a fase de enchimento do reservatório, em face da combinação dos efeitos da água.

Nesses dois exemplos citados, ressalta-se a boa concordância dos valores de tensões medidos e calculados em pontos no interior do maciço, o que reforça a princípio, a atribuição de parte das discrepâncias nos deslocamentos, aos fenômenos dependentes do tempo.

O exemplo de aplicação, apresentado por Alberro e Leon (1971), na barragem de La Villita, no México, apresentou uma boa concordância nos deslocamentos horizontais. Os verticais calculados apresentaram-se em torno de 60% dos medidos por instrumentação. As tensões calculadas apresentaram valores bem próximos dos medidos pela instrumentação. Este exemplo sugere a princípio, uma melhor representação dos parâmetros elásticos dos materiais da barragem, durante a fase de enchimento do reservatório, em virtude dos ciclos de carga-descarga que ocorrem. As diferenças entre valores calculados e obtidos foram atribuídas às dificuldades de obtenção de melhores relações que representem o comportamento tensão-deformação dos solos, sob solicitações que requeiram ciclos descarregamentos-recarregamentos e problemas mais complexos, como a anisotropia apresentada pelos solos, conforme estudos de Holubec (1968), que mostraram que sob cargas verticais, o que ocorre na fase de construção, ao se aumentar os esforços cisalhantes, desenvolve-se um comportamento anisotrópico do material, com $E^{(*)}_{vertical} > E_{horizontal}$. Havendo se desenvolvido tal anisotropia, torna-se difícil prever o comportamento dos materiais, durante o primeiro enchimento do re-

(*) E - módulo de elasticidade do material.

servatório, fase em que as cargas principais são horizontais. Com relação ao coeficiente de Poisson, os autores ressaltam que os altos valores calculados, contribuíram, devido às solicitações horizontais, para a diminuição dos deslocamentos verticais.

Os parâmetros para os materiais granulares e de enrocamento, foram obtidos através de ensaios oedométricos, sendo utilizados ensaios triaxiais CU (adensado-não drenado), para o material argiloso do núcleo, pretendendo-se assim levar em consideração o adensamento durante a fase de construção e primeiro enchimento do reservatório.

IV.4.5 - Utilização dos Métodos Propostos

Foi desenvolvido um programa (Apêndice I), usando o M.E.F., para simulação do enchimento do reservatório de barragens de terra e enrocamento, utilizando-se os elementos isoparamétricos, quadrilateral de oito nós, descrito em Mahler (1974), e o triangular de seis nós, exposto no Apêndice II.

Conforme o exposto nos itens anteriores, os dois métodos apresentados, levam em consideração os mesmos efeitos e a mesma sequência de operações, na fase de primeiro enchimento do reservatório de barragens, estando a diferença no procedimento de aplicação destas operações. Visando a obtenção de melhores resultados e economia em termos computacionais, implementou-se o procedimento utilizado por Nobari e Duncan (1972), com substituição da formulação hiperbólica do coeficiente de Poisson, para a exponencial proposta por Lade (1972), em virtude de sua melhor representação das curvas obtidas de ensaios triaxiais em laboratório, conforme estudos apresentados por Lacerda et al (1974) e Orgler (1983), notadamente para os maiores valores de deformações, o que geralmente ocorre na fase de enchimento do reservatório.

Para as análises elásticas e lineares, foi utilizado no cálculo da relaxação de tensões, devido à molhagem, a formulação proposta por Alberro e Leon (1971), em que

$$\Delta\sigma = [(E_{\text{seco}} - E_{\text{sat}}) / E_{\text{seco}}] \times \sigma_{\text{seco}} \quad [\text{IV.5}]$$

Aplicações são apresentadas no próximo capítulo.

C A P Í T U L O V

ANÁLISE DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DAS
BARRAGENS DE OROVILLE E JOÃO DURVAL CARNEIRO
UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

V.1 - OBJETIVOS

As análises presentes neste capítulo objetivam a verificação da eficiência do programa de elementos finitos apresentado no capítulo IV, bem como sua utilização na análise do enchimento do reservatório de uma barragem zonada de terra e enrocamento. Com estas finalidades foram analisados os comportamentos das barragens Oroville e João Durval Carneiro, já descritas no capítulo III, durante a fase de enchimento do reservatório.

Analogamente ao capítulo III a análise da barragem Oroville consiste na comparação dos resultados calculados pelo programa ENCHIBAR, desenvolvido na COPPE/UFRJ, com os medidos por meio da instrumentação instalada no maciço da barragem e os obtidos por Nobari (1972), utilizando o programa de elementos finitos RESFIL, desenvolvido por Nobari e Duncan (1972) na Universidade de Berkeley, na Califórnia.

A análise da barragem João Durval Carneiro consiste na simulação do enchimento do reservatório utilizando o programa ENCHIBAR, na comparação dos resultados calculados com os medidos no maciço por meio da instrumentação instalada e em estudos sobre o comportamento da estrutura na fase de enchimento do reservatório.

V.2 - BARRAGEM DE OROVILLE

A localização e descrição desta barragem estão apresentadas no item III.2 deste trabalho.

O aterro da barragem teve sua construção concluída em 06 de outubro de 1967 e o enchimento do reservatório iniciou-se um mês após. O nível d'água atingiu a cota de operação em 22 de junho de 1969. Deslocamentos e variações de tensões durante o enchimento do reservatório foram medidos por meio de instrumentação instalada no inte-

rior do maciço. Dados do comportamento observado durante a fase de enchimento do reservatório foram apresentados por Nobari e Duncan (1972).

V.2.1 - Simulação do Enchimento do Reservatório Utilizando o Programa RESFIL

O programa de elementos finitos planos RESFIL, que simula o enchimento do reservatório de barragens de terra e enrocamento, considerando a seção em análise no estado plano de deformações, foi desenvolvido na Universidade de Berkeley, na Califórnia, por Nobari e Duncan (1972). Este programa calcula os deslocamentos, as deformações e as tensões no maciço da barragem durante a fase de enchimento do reservatório. A simulação do enchimento pode ser feita em etapas, sendo a elasticidade não-linear dos materiais representada pelas formulações hiperbólicas, tanto para o módulo de elasticidade linear quanto para o coeficiente de Poisson. O estado de tensões iniciais da fase de enchimento é geralmente o correspondente ao final da fase de construção.

Os critérios utilizados para a representação dos comportamentos descarregamento-recarregamento e pós-ruptura são os descritos no item IV.4.1.4.

Em cada elemento as tensões e as deformações são obtidas no centro, sendo estes valores representativos de todo o elemento para o cálculo dos parâmetros elásticos E e ν .

V.2.1.1 - Discretização da Estrutura

A análise do enchimento do reservatório requer o estado de tensão final da fase de construção. A simulação da construção de Oroville, executada por Kulhawy e Duncan (1970), e apresentada no capítulo III deste trabalho, forneceu este estado. Utilizou-se então a mesma malha de elementos finitos apresentada na figura III.2.b do capítulo III.

V.2.1.2 - Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais

Conforme o exposto no capítulo IV a análise dos deslocamentos e variações de tensões durante a fase de enchimento do reservatório requer a determinação das características tensão-deformação, variação volumétrica e resistência ao cisalhamento dos materiais componentes da zona da barragem que sofrerá saturação em duas condições: 1) no estado "seco" antes do enchimento do reservatório, e 2) no estado saturado após o enchimento do reservatório. Na barragem de Oroville, devido a alta permeabilidade das zonas de enrocamento e transição, foi assumido por Nobari e Duncan (1972), que estas zonas sofreram saturação total durante o enchimento do reservatório. Os ensaios executados nestes materiais visaram então à determinação de suas propriedades nas umidades de compactação e após a saturação total.

Para os materiais do núcleo argiloso e da argila mole à montante do bloco de concreto, Nobari e Duncan (1972) consideraram que, devido a suas baixas permeabilidades, não sofreram saturação e as mesmas propriedades da fase de construção foram usadas para a fase de enchimento do reservatório.

"Uma série de ensaios triaxiais CD (adensado e drenado) foram executados em corpos de prova "secos" e molhados na fração dos materiais passando na peneira nº 4 (4,8mm). Esta fração do material foi separada e recombinação de forma a se obter uma curva granulométrica paralela à do material usado na aba da barragem de Oroville, conforme mostrado na figura V.1. Usando esta curva granulométrica modelada, foi possível executar ensaios triaxiais em corpos de prova com diâmetro de 1,4 polegadas, reduzindo assim o esforço de execução do ensaio consideravelmente. Os corpos de prova foram moldados secos ao ar (umidade média em torno de 0,4%) e foram compactados para uma densidade relativa de 100% (peso específico seco médio, $\gamma_d = 2,24 \text{ tf/m}^3$; densidade dos grãos, $G_s = 2,86$)*. Os corpos de prova molhados foram saturados após adensados". Nobari (1971).

Ensaio triaxiais executados nos materiais de enrocamento e transição da barragem de Oroville evidenciaram apenas uma ligeira varia-

* O peso específico e densidade dos grãos para a fração do material retido na peneira nº 4 foram: $\gamma_d = 2,40 \text{ tf/m}^3$

$G_s = 2,94$.

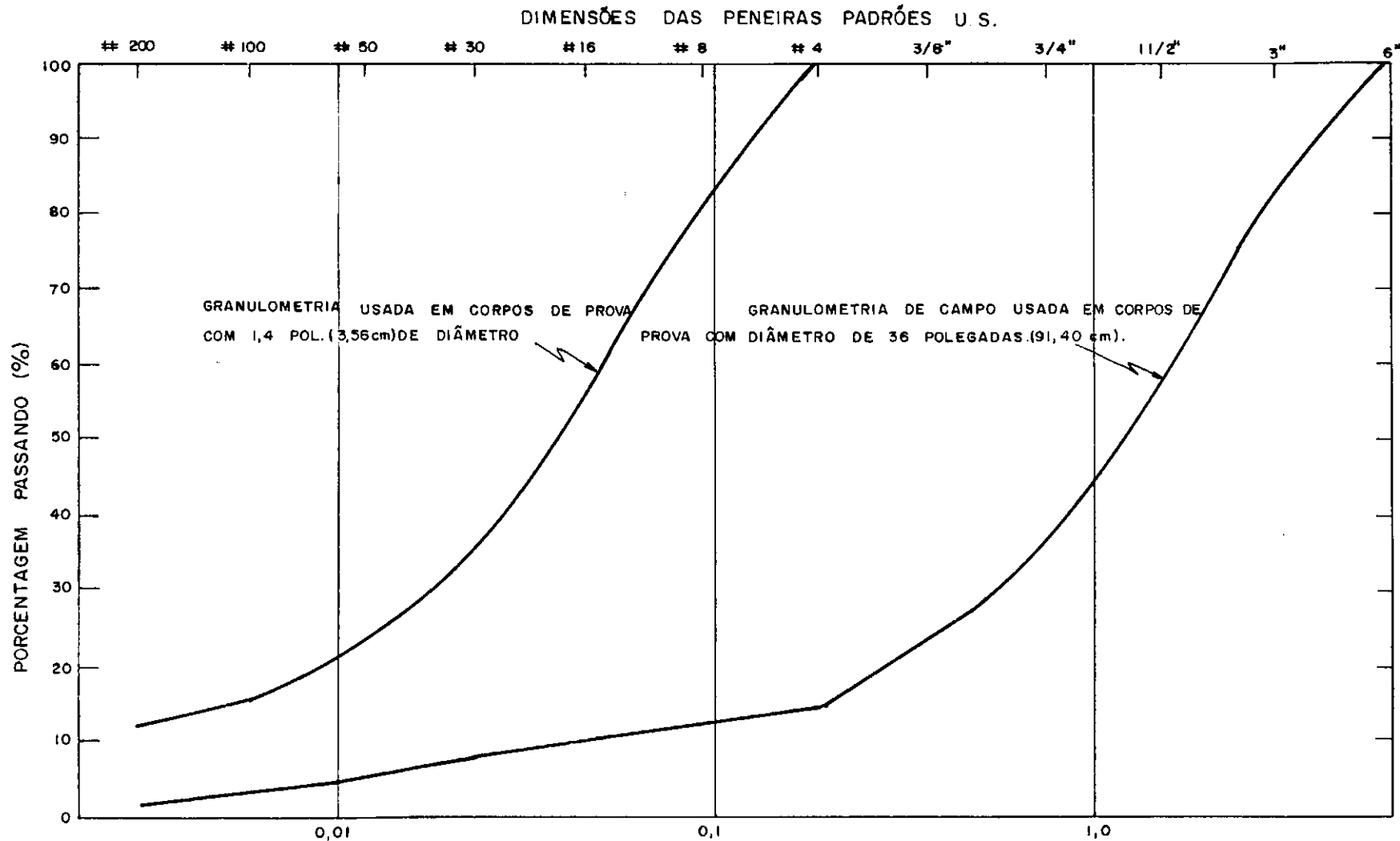


FIG - V.1 - DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO MATERIAL DA BARRAGEM DE OROVILLE; CAMPO, CORPOS DE PROVA COM 36 POLEGADAS E 1,4 POLEGADAS DE DIÂMETRO. (APUD NOBARI, 1971)

ção nas curvas tensão-deformação e variação volumétrica do material "seco" para o material saturado, conforme as curvas apresentadas em Nobari e Duncan (1972), o que mostra a pouca influência da água nas características tensão-deformação e variação volumétrica destes materiais.

Os parâmetros determinados a partir de ensaios triaxiais executados em corpos de prova saturados de 1,4 polegadas de diâmetro estão apresentadas na tabela V.1, juntamente com os obtidos através de ensaios executados em corpos de prova saturados de 36 polegadas de diâmetro, os quais foram utilizados por Kulhawy e Duncan (1970) para a análise de tensões e deslocamentos na barragem de Oroville durante a fase de construção. Embora se apresentem diferenças consideráveis em valores individuais dos parâmetros obtidos, as curvas tensão-deformação e variação volumétrica apresentaram-se bem similares, conforme as curvas mostradas nas figuras V.2 e V.3.

Nobari e Duncan (1972) utilizando os resultados dos ensaios com corpos de prova de 1,4 polegadas de diâmetro como base para o cálculo das diferenças nos valores dos parâmetros tensão-deformação do material "seco" e "molhado", obtiveram também os parâmetros correspondentes a corpos de prova de 36 polegadas de diâmetro para o material no estado "seco". O resumo destes parâmetros é apresentado na tabela V.2, e foram os utilizados para representar as condições "seca" e "molhada" dos materiais na análise dos efeitos de enchimento do reservatório.

V.2.1.3. - Etapas de Enchimento do Reservatório

No trabalho apresentado por Nobari e Duncan (1972), não há dados que esclareçam o número exato de etapas utilizadas na simulação do enchimento do reservatório, estando aqui apresentados os resultados correspondentes ao enchimento do reservatório completo.

V.2.2 - Simulação do Enchimento do Reservatório

Utilizando o Programa ENCHIBAR

O programa de elementos finitos ENCHIBAR já foi descrito em detalhes no capítulo IV deste trabalho, motivo pelo qual não serão apresentadas considerações neste item.

TABELA V.1 - COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO, RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E COEFICIENTE DE POISSON PARA O MATERIAL SATURADO DO ENROCAMENTO DA BARRAGEM DE OROVILLE DETERMINADOS DE ENSAIOS EM CORPOS DE PROVA DE 3,55cm (1,4pol.) E 91,4cm (36pol.) DE DIÂMETRO

PARÂMETRO	SIMBOLO	VALORES OBTIDOS DOS TESTES TRIAXIAIS	
		DIÂMETRO 3,55cm (1,4pol.)	DIÂMETRO 91,4cm (36pol.)
Coesão (tf/m ²)	c	0,	0,
Ângulo de atrito (graus)	ϕ	45,0 ^b	43,5
Constante do módulo	k	1500,	3780,
Exponencial	n	0,31	0,19
Índice de ruptura	R _f	0,55	0,76
Parâmetros	G	0,50	0,43
do coeficiente	F	0,21	0,19
de Poisson	d	13,1	14,8

a. Parâmetros calculados por Kulhawy e Duncan (1970) a partir dos resultados apresentados por Marachi et al (1969).

b. Valores de ϕ para uma pressão confinante intermediária de 46tf/m².

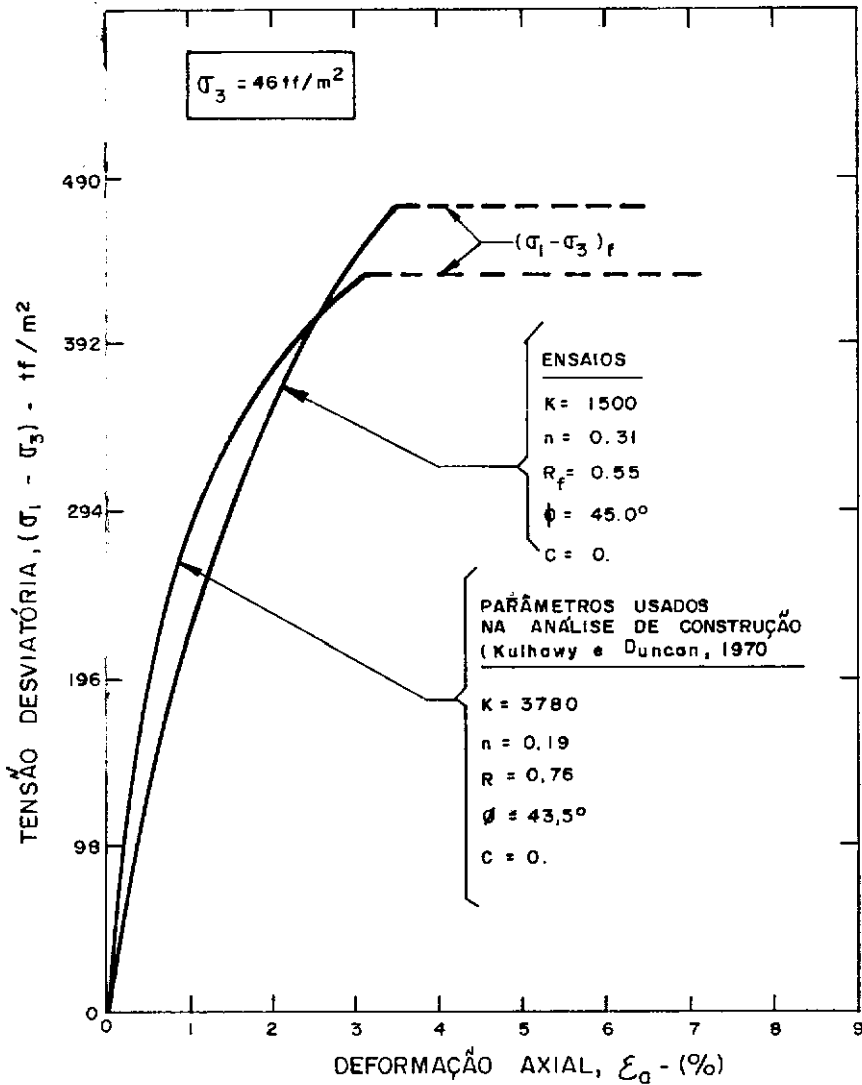


FIG. V. 2 - CURVAS TENSÃO DESVIATÓRIA x DEFORMAÇÃO AXIAL PARA PRESSÃO CONFINANTE DE 46 tf/m^2 - CALCULADA DE DUAS SERIES DE PARÂMETROS OBTIDOS DE CORPOS DE PROVA DE 3,55 cm. E 91,4 cm. DE DIÂMETRO (APUD NOBARI, 1971).

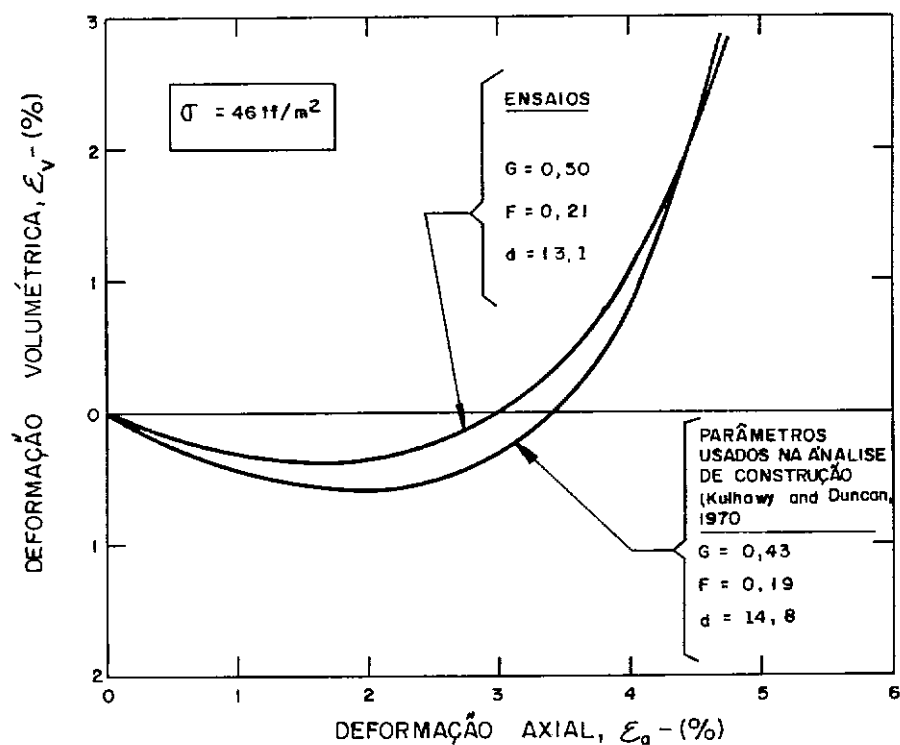


FIG. V. 3 — CURVAS DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA x DEFORMAÇÃO AXIAL PARA A PRESSÃO CONFINANTE DE 46 tf/m^2 — CALCULADA DE DUAS SÉRIES DE PARÂMETROS OBTIDOS DE CORPOS DE PROVA DE 3,5 cm E 91,4 cm. DE DIÂMETRO (APUD NOBARI, 1971).

TABELA V.2 - VALORES DOS PARÂMETROS DAS CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO, RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E VARIAÇÃO DE VOLUME/EMPREGADOS NA ANÁLISE DE ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DE OROVILLE. (Baseados em resultados de ensaios com $D_r = 100\%$).

PARÂMETRO	SIMBOLO	VALORES EMPREGADOS EM ANÁLISES						
		ENROCAMENTO		TRANSIÇÃO		NÚCLEO	ARGILA MOLE	CONCRETO
		SECO	SATURADO	SECO	SATURADO			
Coesão (tf/m²)	c	0	0	0	0	12,88	2,93	2107
Ângulo de atrito para $\sigma_3 = 1$ atm... (graus)	ϕ_0	50,8	48,3	50,8	48,8	25,1 ^a	13,0	0
Redução em ϕ por ciclo logarítmico (graus)	$\Delta\phi$	6,0	6,0	6,0	6,0	0	0	0
Constante do módulo	k	4280,	3780,	3800,	3350,	345,	150,	145600,
Exponencial	n	0,19	0,19	0,19	0,19	0,76	1,0	0
Índice de ruptura	R_f	0,79	0,76	0,79	0,76	0,88	0,9	1,0
Parâmetros	G	0,43	0,43	0,43	0,43	0,30	0,49	0,15
do coeficiente	F	0,19	0,19	0,19	0,19	- 0,05	0	0
de Poisson	d	14,8	14,8	14,8	14,8	3,83	0	0
Pressão confinante limite (tf/m²)	σ_{3t}	59,73		59,73				
Coeficiente de colapso isotrópico (m²/tf)	β	0,0000171		0,0000171				

a. c e ϕ para $(\sigma_1 + \sigma_3) < 488,00\text{tf/m}^2$; c = 99,50tf/m², $\phi = 4$ graus para $(\sigma_1 + \sigma_3) > 488,00\text{tf/m}^2$

V.2.2.1 - Discretização da Estrutura

Utilizou-se para representar o estado inicial de tensões na fase de enchimento do reservatório o estado de tensões obtido ao final da construção na simulação executada com o programa CONSAT, sendo portanto aqui utilizada a mesma malha de elementos finitos apresentado na figura III.4.

V.2.2.2 - Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais

Para a representação do módulo de elasticidade tangente dos estados "seco" e saturado foram utilizados os mesmos parâmetros apresentados na tabela V.2, já que o programa aqui apresentado também utiliza a formulação hiperbólica para representar o comportamento tensão-deformação dos materiais.

Para a representação do coeficiente de Poisson nos estados "seco" e saturado são utilizados os parâmetros da formulação exponencial apresentados na tabela III.1, pois, conforme mostra a tabela V.2, não foram considerados por Nobari e Duncan (1972) as variações, devido à molhagem, das curvas volumétricas.

V.2.2.3 - Etapas do Enchimento do Reservatório

A simulação do enchimento do reservatório foi feita em três etapas, correspondentes às cotas 172, 233 e 272 metros. A divisão em três etapas visou a uma simulação mais real da fase de enchimento do reservatório no que diz respeito ao exposto no item IV.3.3.

V.2.3 - Comparação e Análise dos Resultados Calculados pelos Programas com os Obtidos pela Instrumentação

Os resultados observados por meio da instrumentação foram apresentados por Nobari e Duncan (1972).

V.2.3.1 - Deslocamentos Horizontais e Verticais

Os deslocamentos horizontais calculados e medidos resultaram, em

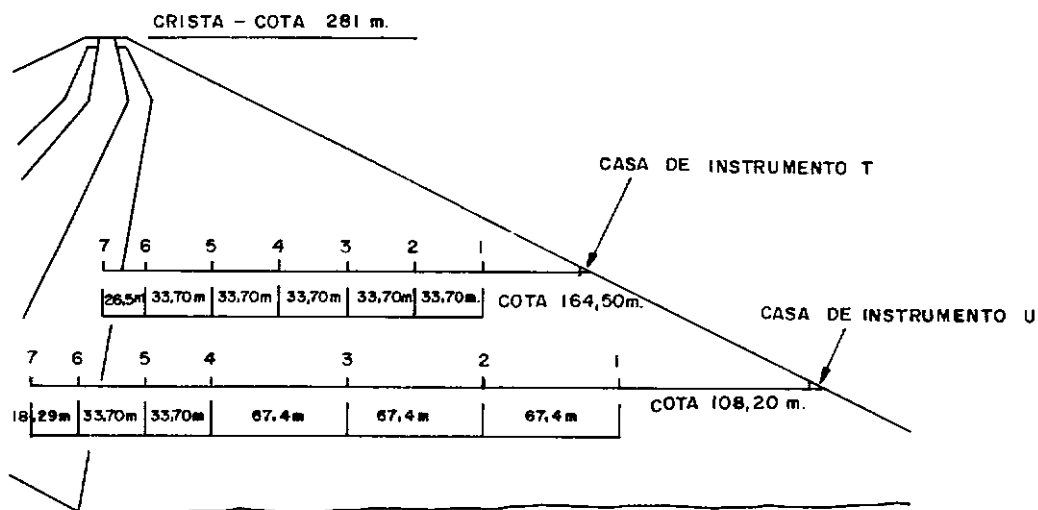
todo o maciço, valores relativamente pequenos. Os resultados calculados pelos dois programas concordaram na predominância dos deslocamentos horizontais serem no sentido jusante da barragem, ocorrendo deslocamentos no sentido montante na zona próxima ao pé da aba da montante. A figura V.4 apresenta a comparação dos resultados calculados com os obtidos pela instrumentação. Como pode ser visto, os deslocamentos previstos por elementos finitos apresentaram valores maiores que os medidos, tal fato pode, além das considerações que indiretamente também afetam as deformações horizontais, ser fruto de uma má avaliação do coeficiente de Poisson, parâmetro fundamental nas deformações horizontais do conjunto, ou mesmo da observação extraída dos estudos de Holubec (1968), citados no item IV.4.4, de que a anisotropia do maciço, originada na fase de construção, influe significativamente na fase de enchimento do reservatório, em que a solicitação principal é horizontal.

Os recalques calculados pelos dois programas apresentaram valores praticamente nulos para a aba jusante e valores relativamente pequenos na aba montante. A figura V.5 mostra os resultados obtidos por Nobari e Duncan (1972). Os recalques medidos pela instrumentação locada no interior da barragem são mostrados na figura V.6. Conforme já citado anteriormente os recalques medidos envolvem movimentos devido creep de grandezas desconhecidas, além do fato, também citado, da anisotropia do material da barragem devido à compactação ser praticamente na direção vertical. Pode ser notado que os valores medidos resultaram maiores que os valores calculados em considerável parte do maciço.

V.2.3.2 - Tensões

As variações de tensões para o período de enchimento do reservatório foram medidas por meio da instrumentação já citada no item III.2.3.2.

Os valores medidos das variações da tensão vertical para o período de enchimento do reservatório são comparados aos valores calculados na tabela V.3. Pode ser notado que estas variações são muito pequenas quando comparadas com a pressão de terra nos pontos correspondentes, e que variam erratically de um tipo de instrumento para outro. Os valores calculados também são relativamente peque -

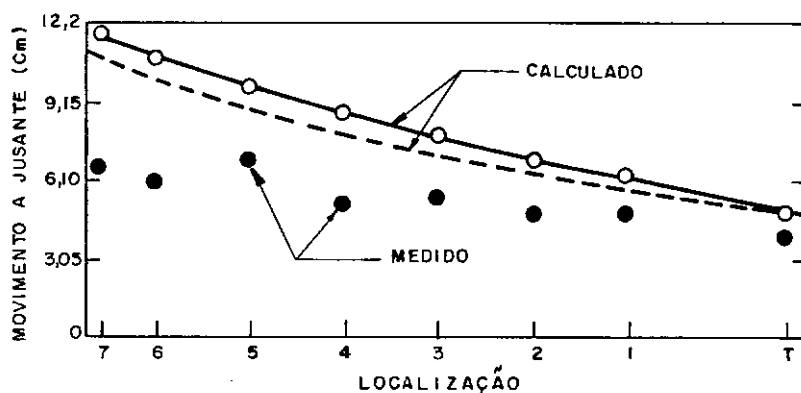


LOCALIZAÇÃO DOS MEDIDORES DE MOVIMENTOS HORIZONTAIS

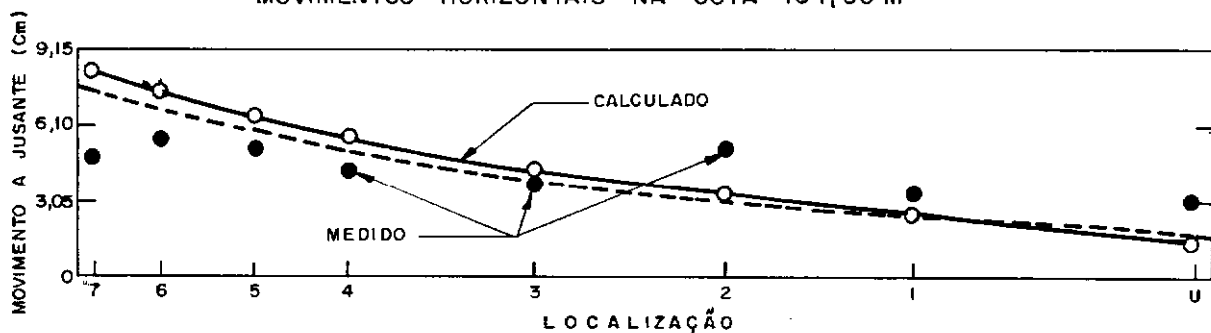
DESLOCAMENTOS CALCULADOS
PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS

— ENCHIBAR

— RESFIL



MOVIMENTOS HORIZONTAIS NA COTA 164,50 m



MOVIMENTOS HORIZONTAIS NA COTA 108,20 m

FIG. V.4 - COMPARAÇÃO DE MOVIMENTOS A JUSANTE CALCULADOS E MEDIDOS NA BARRAGEM DE OROVILLE CAUSADOS PELO PRIMEIRO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.

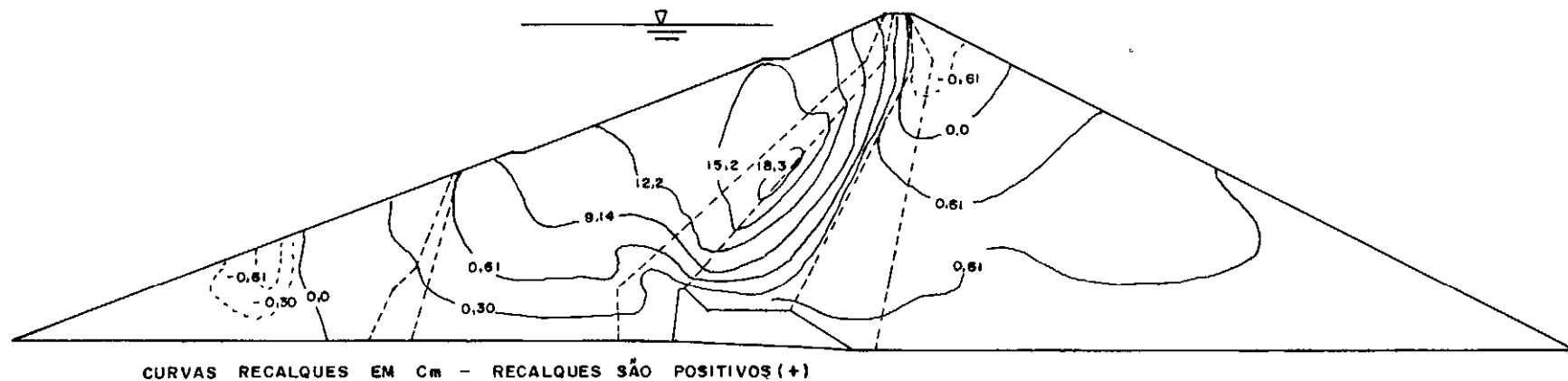


FIG. V. 5 - CURVAS DE RECALQUES CAUSADOS PELO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO - BARRAGEM DE OROVILLE.
(APUD NOBARI E DUNCAN, 1972).

- 1 - RECALQUES MEDIDOS DE 6 DE OUTUBRO, 1967 (FINAL DE CONSTRUÇÃO)
 A 17 DE JULHO, 1969 (PRIMEIRO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO).
 2 - INICIO DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO. (METADE DE NOVEMBRO, 1967)

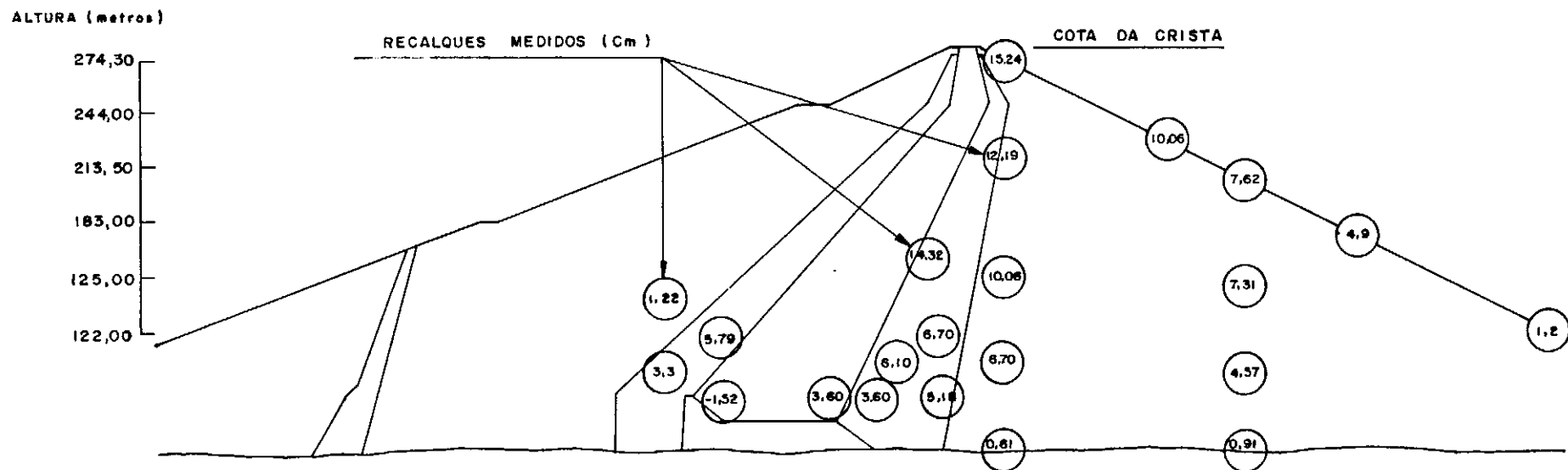


FIG. V. 6 - RECALQUES MEDIDOS NA BARRAGEM DE OROVILLE - MÁXIMA SEÇÃO TRANSVERSAL (APUD NOBARI E DUNCAN, 1972).

**TABELA V.3 - COMPARAÇÃO DE VARIAÇÕES DE TENSÕES VERTICAIS
CALCULADAS E MEDIDAS NOS MEDIDORES DE TENSÕES
LOCADOS NA ABA JUSANTE DA BARRAGEM DE OROVILLE
- Período de enchimento do Reservatório**

GRUPO DE MEDIDORES DE TENSÃO	COTAS (m)	VARIAÇÕES MEDIDAS NA TENSÃO VERTICAL $\sigma_y - (tf/m^2)$		VARIAÇÕES DE TENSÕES VERTICAIS CALCULADAS $\sigma_y - (tf/m^2)$	
		CORDA VIBRANTE	STRAIN GAUGE	RESFIL	ENCHIBAR
		SENSOR	SENSOR		
V	46m a Jusante da transição	- 1,5	4,2	2,5	1,5
W	92m Jusante da transição	- 0,70	30,3	3,5	4,9
X	138m Jusante da transição	5,6	19,7	4,2	5,3
Y	Diretamente acima do grupo V	- 4,9	- 10,5	1,5	0,7
Z	Diretamente acima do grupo W	4,9	4,9	3,5	4,2

nos. "Devido a estas discrepâncias entre instrumentos e aos pequenos valores obtidos, a única conclusão que se pode obter neste exemplo é que houve uma boa concordância nos pequenos valores obtidos", Nobari e Duncan (1972).

Em relação aos estados de tensões iniciais, correspondentes aos estados finais das análises de construção, as análises de enchimento do reservatório evidenciam que a aba jusante da barragem praticamente não sofreu modificações, mantendo as tensões principais suas grandezas e direções praticamente inalteradas. Em relação à aba montante, nas zonas de enrocamento e transição as análises indicam que devido aos efeitos da submersão, e consequente empuxo, ocorreu uma redução considerável nos valores das tensões principais σ_1 e σ_3 . A região do núcleo argiloso apresentou um acréscimo nos valores da tensão principal menor σ_3 na ordem de 15 a 20%.

Em termos de direções das tensões principais as duas análises evidenciaram semelhantemente uma reorientação das tensões em algumas partes da barragem, tais como: as direções das tensões principais na metade superior do núcleo argiloso sofreram rotações no sentido anti-horário em torno de 20 a 30°. A parte inferior do núcleo sofreu também rotações no sentido anti-horário, porém em menor escala. As rotações nas direções das tensões principais no restante da barragem não foram consideráveis. A figura V.7 mostra as direções das tensões principais na parte central da barragem, evidenciando a zona do núcleo argiloso.

V.3 - BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO

Esta barragem já está descrita no item III.3 deste trabalho. A construção do maciço teve seu término em abril de 1985 e neste mesmo mês teve início o enchimento do reservatório da barragem. Atualmente, novembro de 1985, o nível da água encontra-se em torno da cota 366.

V.3.1 - Simulação do Primeiro Enchimento do Reservatório da Barragem João Durval Carneiro

A análise por elementos finitos do enchimento do reservatório foi executada utilizando-se o programa ENCHIBAR, já descrito no capítulo IV deste trabalho.

RESULTADOS CALCULADOS PELO MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS.

----- ENCHIBAR
——— RESFIL

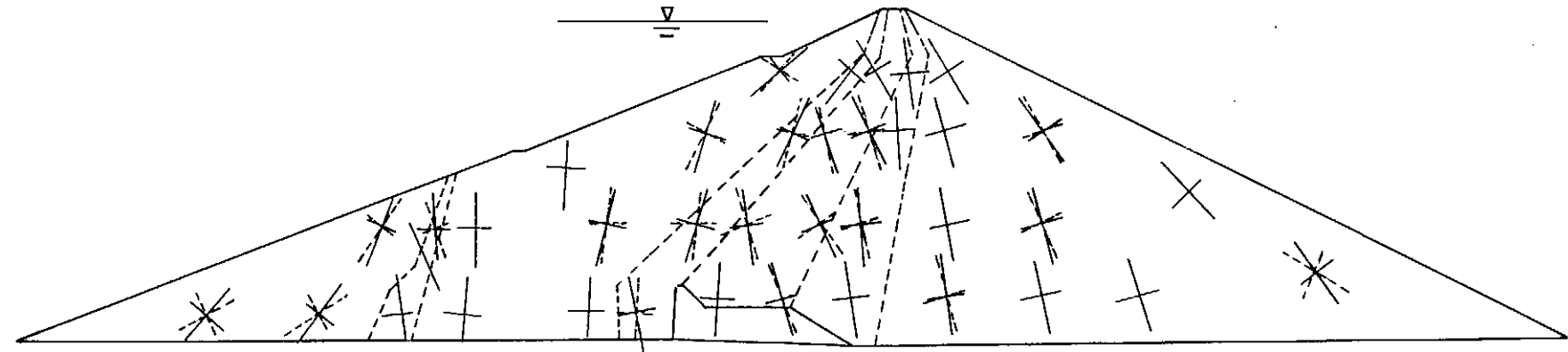


FIG - V. 7 - DIREÇÕES DAS TENSÕES PRINCIPAIS NA BARRAGEM DE OROVILLE - RESERVATÓRIO COMPLETO

A seção transversal escolhida para a análise efetuada foi a correspondente à análise de construção efetuada no capítulo III, ou seja a da estaca 27 + 10,00m. Na fase de enchimento do reservatório esta seção representa bem o estado de deformação plana pela sua posição central e pelas características geométricas do maciço, conforme já descrito no capítulo III deste trabalho. Esta seção transversal está apresentada na figura III.22 do capítulo III.

V.3.1.1 - Discretização das Estruturas

Foram consideradas nesta análise apenas quatro materiais: enrocamento, transição única, filtro de areia e argila arenosa do núcleo.

A malha de elementos finitos utilizada para a representação da seção transversal em análise está apresentada na figura III.4 do capítulo III.

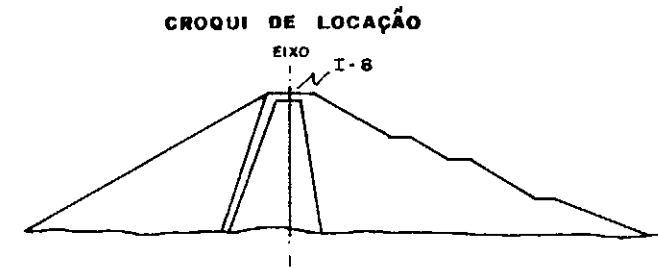
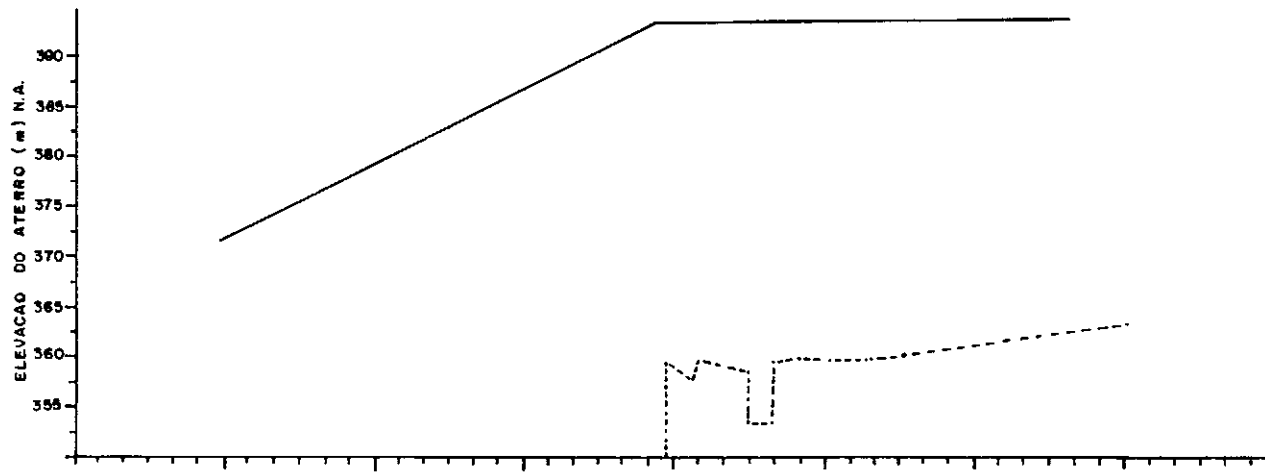
V.3.1.2 - Comportamento Tensão-Deformação dos Materiais

Conforme já ressaltado no item III.3.1. deste trabalho, não efetuou-se um programa específico de ensaios para a determinação das características de resistência ao cisalhamento, comportamento tensão-deformação e compressibilidade dos materiais constituintes do aterro nas fases de projeto e construção do maciço, acrescenta-se aqui agora a fase de enchimento do reservatório. Para esta fase poder-se-ia realizar um programa de ensaios que permitisse uma avaliação de variações nos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais, bem como uma estimativa do possível colapso que os materiais pétreos e granulares possam vir a sofrer devido ao efeito da molhagem.

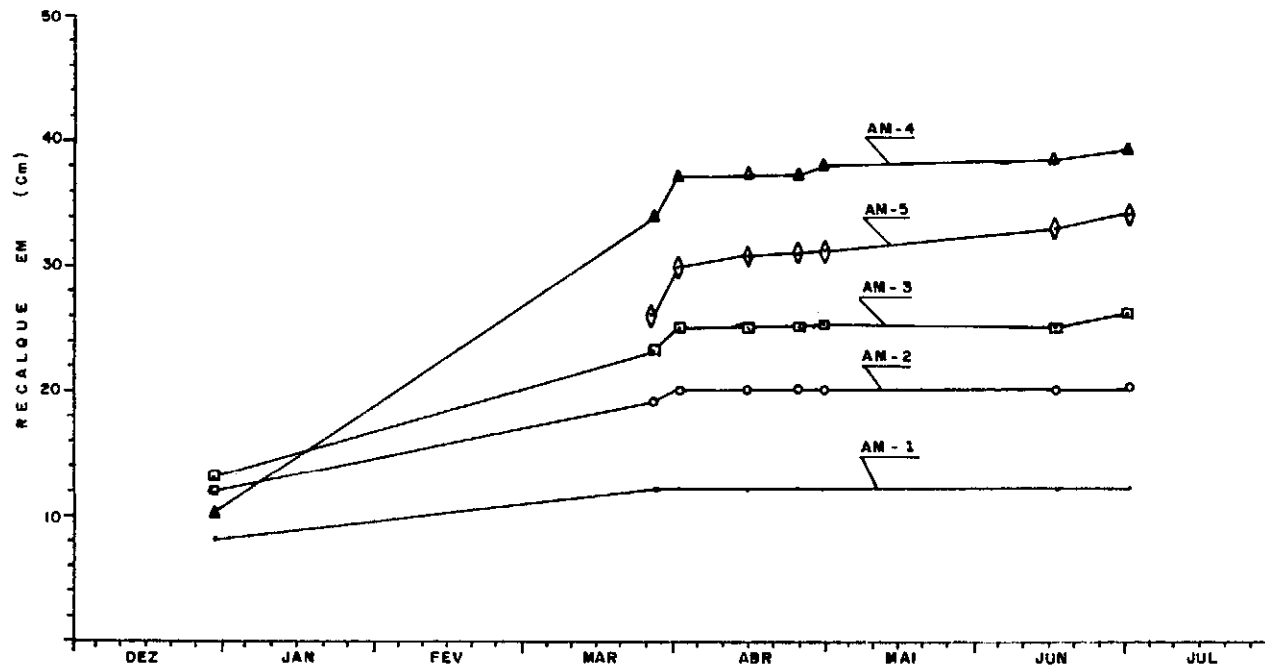
Para a fase de primeiro enchimento do reservatório, na simulação aqui apresentada, considerou-se que os materiais de enrocamento e transição da aba montante foram completamente saturados, sendo portanto necessária a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, comportamento tensão-deformação e compressibilidade destes materiais no estado saturado. Para o material do núcleo argiloso, devido à sua baixa permeabilidade e ao tempo relativamente curto previsto para a fase do primeiro enchimento, considerou-se

como não sofrendo saturação e com o mesmo comportamento não-drenado da fase de construção, não sendo portanto necessária a determinação de novos parâmetros para sua representação.

A estimativa dos parâmetros para a representação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson tangentes, segundo as formulações constantes no programa ENCHIBAR, baseou-se somente nos resultados obtidos pela instrumentação para a atual fase do enchimento do reservatório. Nas figuras V.8 a V.11 são apresentados os resultados dos deslocamentos verticais medidos pela instrumentação instalada na seção da estaca 27 + 10,00m, para as fases de construção e etapa atual de enchimento. Conforme pode ser observado nas figuras V.8, V.9 e V.11, o núcleo e a aba jusante praticamente não sofreram alterações a partir do início até o estágio atual do enchimento do reservatório, o que reforça a consideração do comportamento não drenado do núcleo nesta atual fase, em análise, da barragem. A figura V.10 evidencia um sensível "colapso" da aba montante a partir da súbita elevação do nível d'água no reservatório da barragem, o que pode ser atribuído à diminuição de rigidez e simultânea quebra dos grãos dos materiais de enrocamento e transição. Esta perda de rigidez pode ser resultante tanto da diminuição do módulo de elasticidade como do coeficiente de Poisson. Levando-se porém em consideração o exposto por Alberro e Leon (1971), e apresentado no item IV.3.2 deste trabalho, e os resultados obtidos por Nobari e Duncan (1972) e aqui expostos no item V.2.1.2, em que o coeficiente de Poisson dos materiais não sofreu variações significativas devido à molhagem, considerou-se a redução da rigidez como resultado único da diminuição do módulo de elasticidade. Os resultados medidos pela instrumentação e aqui apresentados nas figuras V.8 a V.11 indicam que a partir do início do enchimento do reservatório até a atual fase, os recalques medidos praticamente se igualaram aos verificados durante o período de construção, este fato serviu como base para a estimativa da redução do valor do módulo de elasticidade tangente dos materiais que sofreram saturação, enrocamento e transição da aba montante, para 60% do valor correspondente ao mesmo estado de tensões destes materiais no estado "seco". Em termos de formulação hiperbólica esta redução pode ser obtida multiplicando-se por 0,60 o valor do módulo constante K. A diminuição da resistência ao cisalhamento, conforme o desenvolvimento teórico apresentado no capítulo anterior, foi representado simplesmente por uma

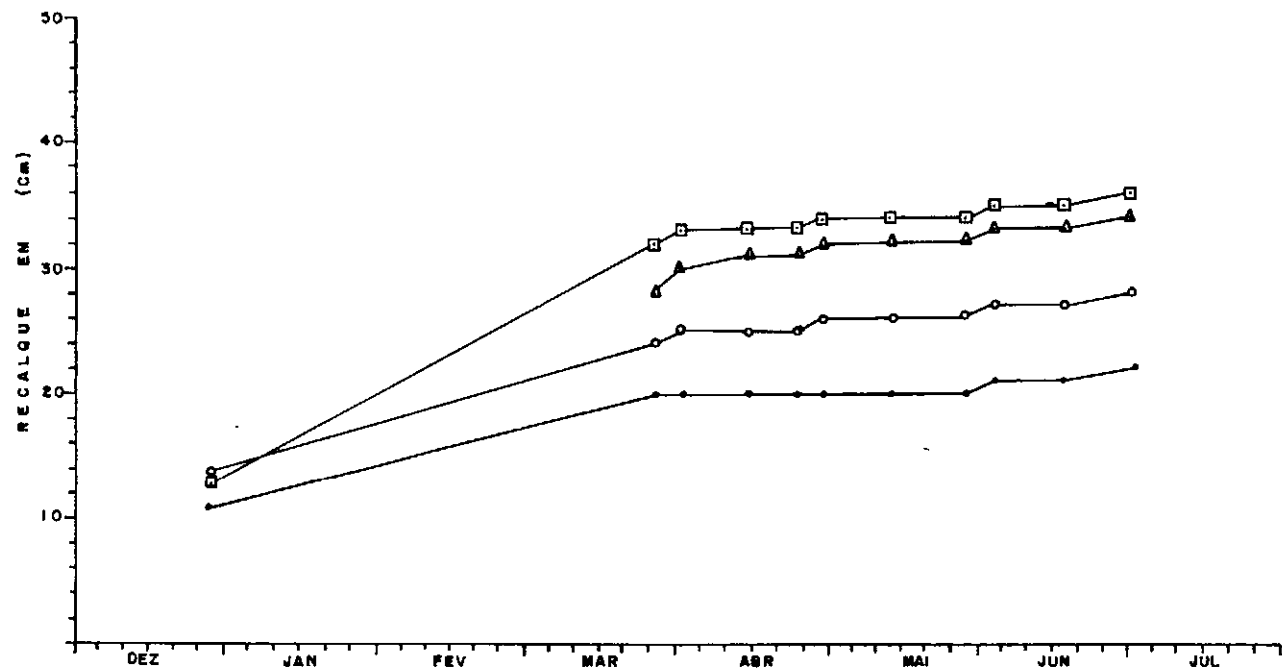
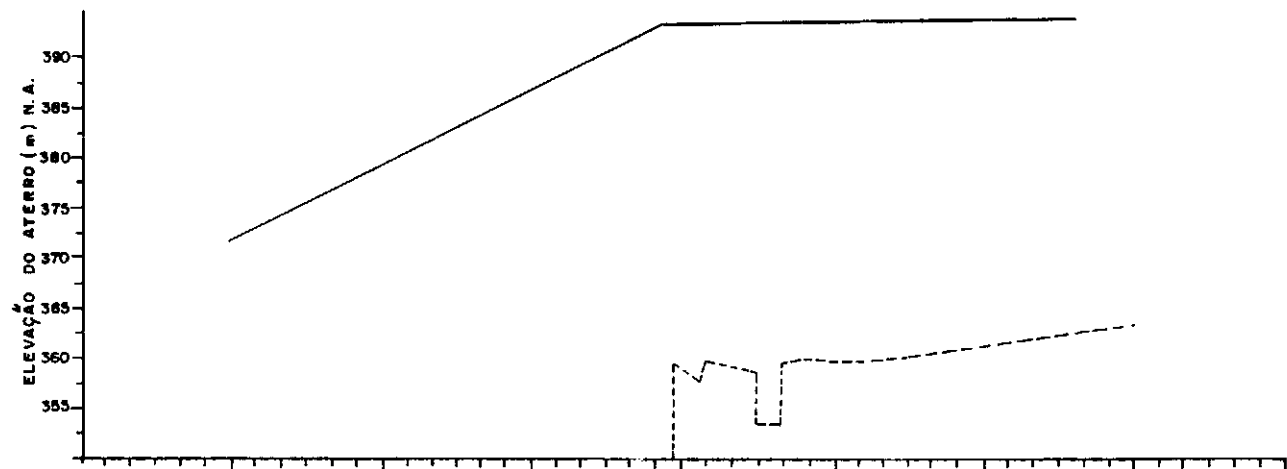


CONVENÇÕES	
—●—	AM 1
—●—	AM 2
—□—	AM 3
—△—	AM 4
—◇—	AM 5
—X—	CRISTA
—	ELEV. DO ATERRO
- - -	N.A. DO RESER- VATÓRIO



ANEL Nº	DATA DE INST.	COTA DE INST.
REF.	03. 10. 84	355,057
1	09. 10. 84	358,000
2	22. 10. 84	363,000
3	09. 10. 84	368,000
4	13. 10. 84	376,000
5	16. 02. 85	383,947
CRISTA		

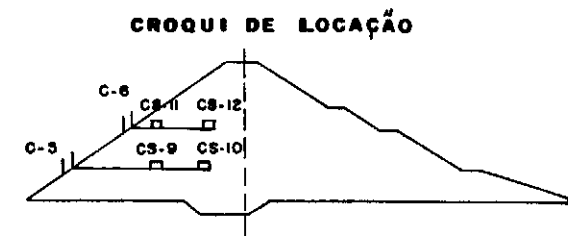
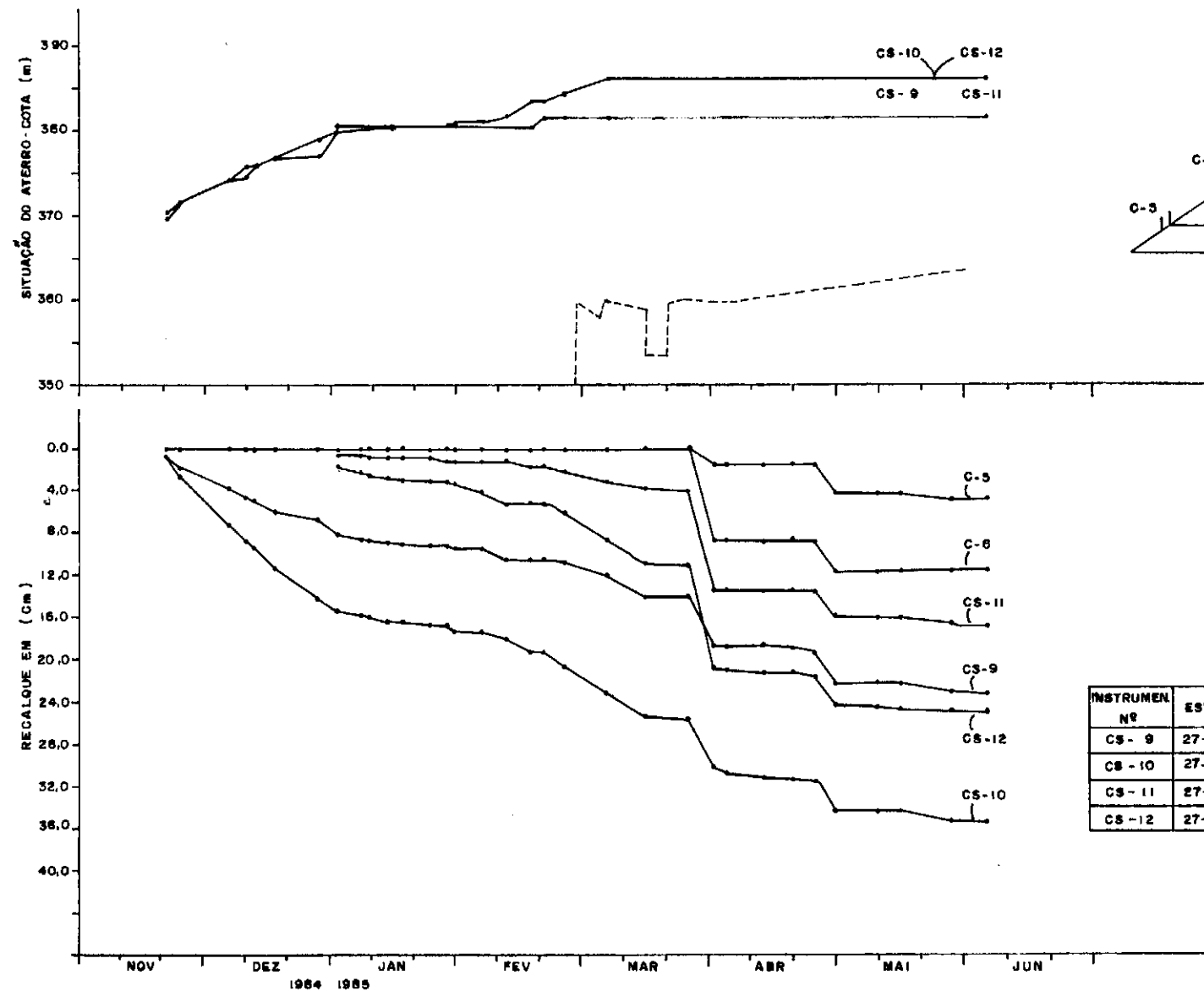
FIG. V.8 - RECALQUES MEDIDOS POR ANEIS MAGNÉTICOS ACOPLADOS AO INCLINÔMETRO INSTALADO NO NÚCLEO DA SEÇÃO DA ESTACA 27+10,00m.



CONVENÇÕES	
—●—	AM 1
—○—	AM 2
—□—	AM 3
—▲—	AM 4
—◇—	AM 5
—X—	CRISTA
—	ELEV. DO ATERRO
- - -	N.A. DO RESERVATÓRIO

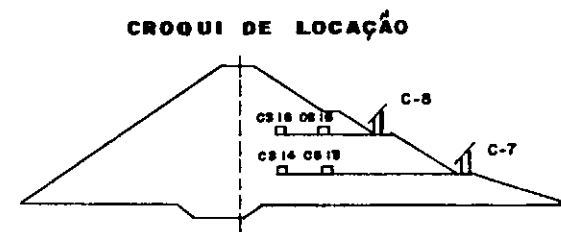
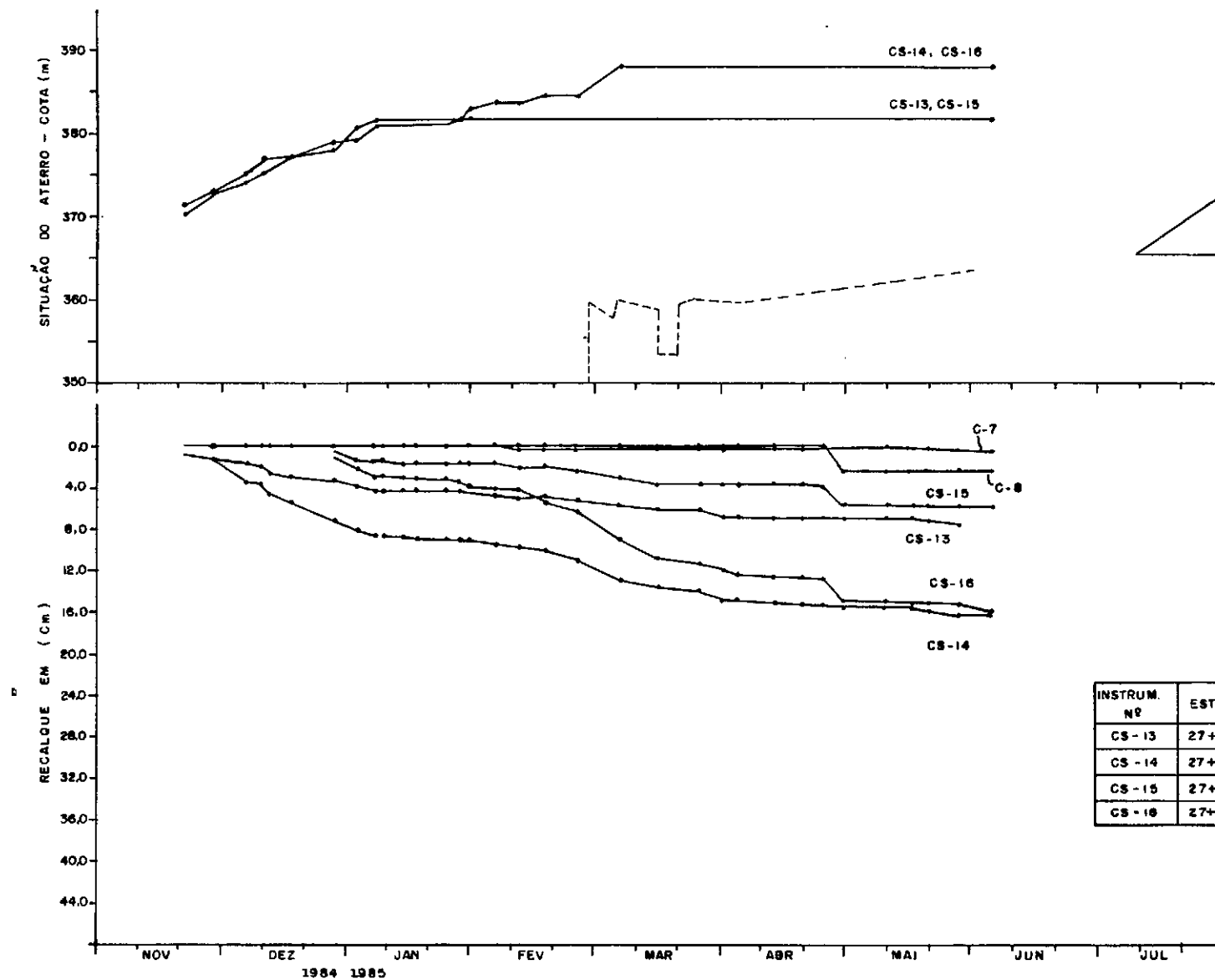
ANEL Nº	DATA DE INST.	COTA DE INST.
REF.	03.10.84	357,854
1	20.10.84	363,000
2	09.11.84	367,741
3	13.12.84	376,743
4	16.02.85	383,587
CRISTA		

FIG.-V.9 - RECALQUES MEDIDOS POR ANEIS MAGNÉTICOS ACOPLADOS AO INCLINÔMETRO INSTALADO NO FILTRO DA SEÇÃO DA ESTACA 27 + 10,00m.



INSTRUMEN Nº	ESTACA	AFASTAMEN.	COTA DO TUBO MAIOR	DATA DE INSTALAÇÃO	COTA DE FUNDAÇÃO
CS - 9	27+10,00	24,20 M	368,607	16.11.84	—
CS - 10	27+10,00	13,40 M	368,930	16.11.84	—
CS - 11	27+10,00	14,60 M	377,363	27.12.84	—
CS - 12	27+10,00	15,40 M	377,601	27.12.84	—

FIG.V.10 - RECALQUES MEDIDOS PELAS CAIXAS SUECAS INSTALADA NA ABA MONTANTE



INSTRUM. Nº	ESTACA	AFASTAMEN.	COTA DO TUBO MAIOR	DATA DE INSTALAÇÃO	COTA DE FUNDAÇÃO
CS - 13	27+10,00	23,00 J	369,057	16.11.84	—
CS - 14	27+10,00	11,40 J	369,588	16.11.84	—
CS - 15	27+10,00	22,00 J	377,488	19.12.84	—
CS - 16	27+10,00	11,40 J	377,886	19.12.84	—

FIG. V.11 - RECALQUES MEDIDOS PELAS CAIXAS SUECAS INSTALADA NA ABA JUSANTE.

redução de dois graus no ângulo de atrito dos materiais que sofrem saturação. O resumo dos parâmetros utilizados na simulação do enchimento do reservatório está apresentado na tabela V.4.

V.3.1.3 - Etapas do Enchimento do Reservatório

A simulação do enchimento do reservatório foi executada em três etapas, sendo estas etapas correspondentes às cotas 367, 376 e 387 metros. Visou-se com isto atender a uma representação mais real do enchimento.

V.3.2 - Comparação e Análise dos Resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos e os Medidos pela Instrumentação na atual Fase do Enchimento do Reservatório

Os resultados observados por meio da instrumentação foram extraídos do relatório nº 03-Jul/85 apresentado pelo CEPED à CERB. Os resultados a seguir comentados referem-se à atual fase de enchimento do reservatório, e que corresponde à primeira etapa da simulação.

V.3.2.1 - Deslocamentos Horizontais e Verticais

Na figura V.12 são apresentados os deslocamentos horizontais calculados pelo método dos elementos finitos e causados pela atual fase de enchimento do reservatório. Verifica-se uma predominância dos deslocamentos no sentido montante da barragem. Os maiores deslocamentos ocorreram na parte superior do núcleo, mas em termos gerais os deslocamentos resultaram relativamente pequenos. Na figura V.13 apresenta-se a comparação dos resultados medidos pelos inclinômetros I-8 e I-9 com os calculados pelo método dos elementos finitos, podendo ser observado que os deslocamentos calculados apresentaram-se ligeiramente inferiores aos medidos o que parece indicar a consideração de módulos de elasticidade superiores aos reais, ressalte-se que a solicitação foi essencialmente horizontal. Em termos gerais, em face ao exposto na determinação dos parâmetros dos materiais, os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos podem ser considerados qualitativamente satisfatórios.

Os deslocamentos verticais calculados pelo método dos elementos fi

TABELA V.4 - RESUMO DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS UTILIZADOS NA SIMULAÇÃO DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO

PARÂMETRO	SÍMBOLO	ENROCAMENTO		TRANSIÇÃO	
		SECO	SATURADO	SECO	SATURADO
Módulo constante	K	180	110	210	130
Exponencial	n	0,70	0,70	0,61	0,61
Índice de ruptura	R_f	0,65	0,65	0,64	0,64
Parâmetros do	L	0,41	0,41	0,42	0,42
Coefficiente	m	1,05	1,05	1,04	1,04
de Poisson	q	-0,146	-0,146	-0,24	-0,24
Coesão	$c(\text{tf/m}^2)$	0	0	0	0
Ângulo de atrito	ϕ	38	36	38	36
Peso específico total	$\sigma_t(\text{tf/m}^2)$	2,1	2,20	2,00	2,10

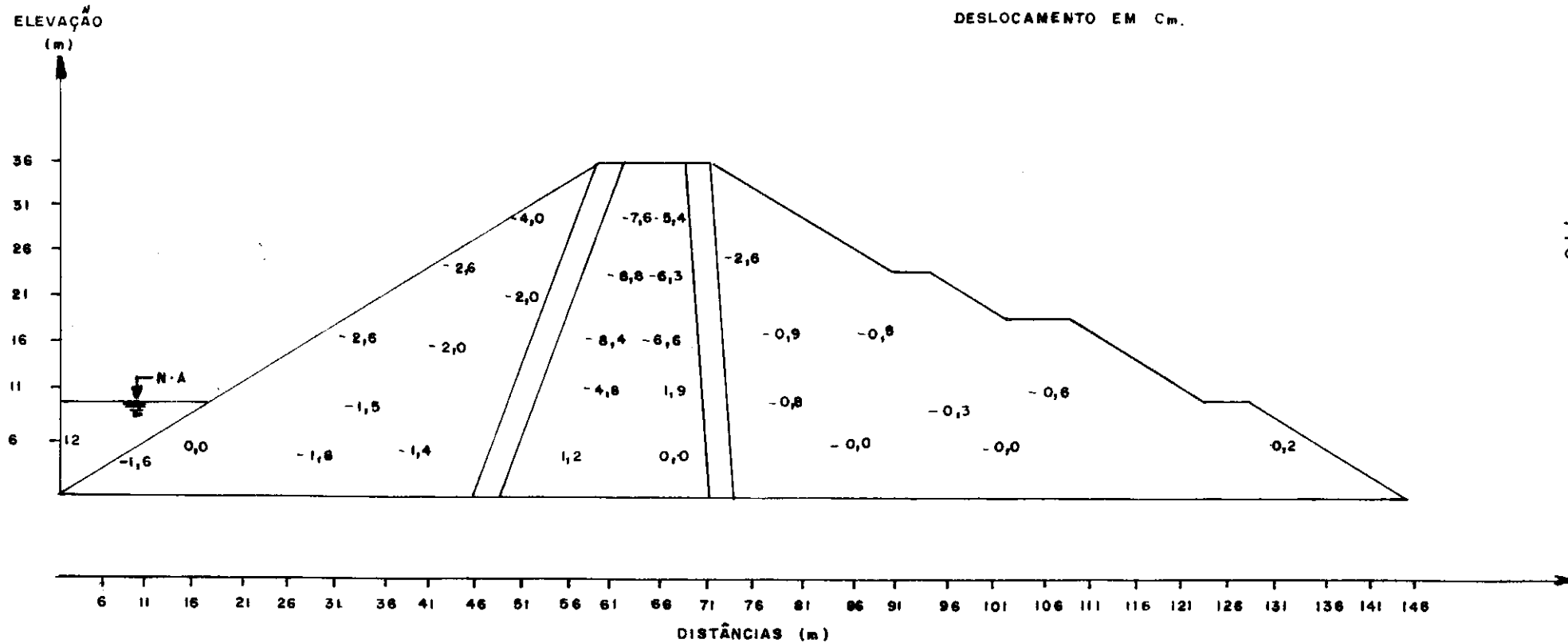
OBS: Os demais materiais não sofreram saturação

OBS :

(+) → JUSANTE

(-) ← MONTANTE

DESLOCAMENTO EM Cm.



V.12 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DEVIDO PRIMEIRA ETAPA DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO

DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO.

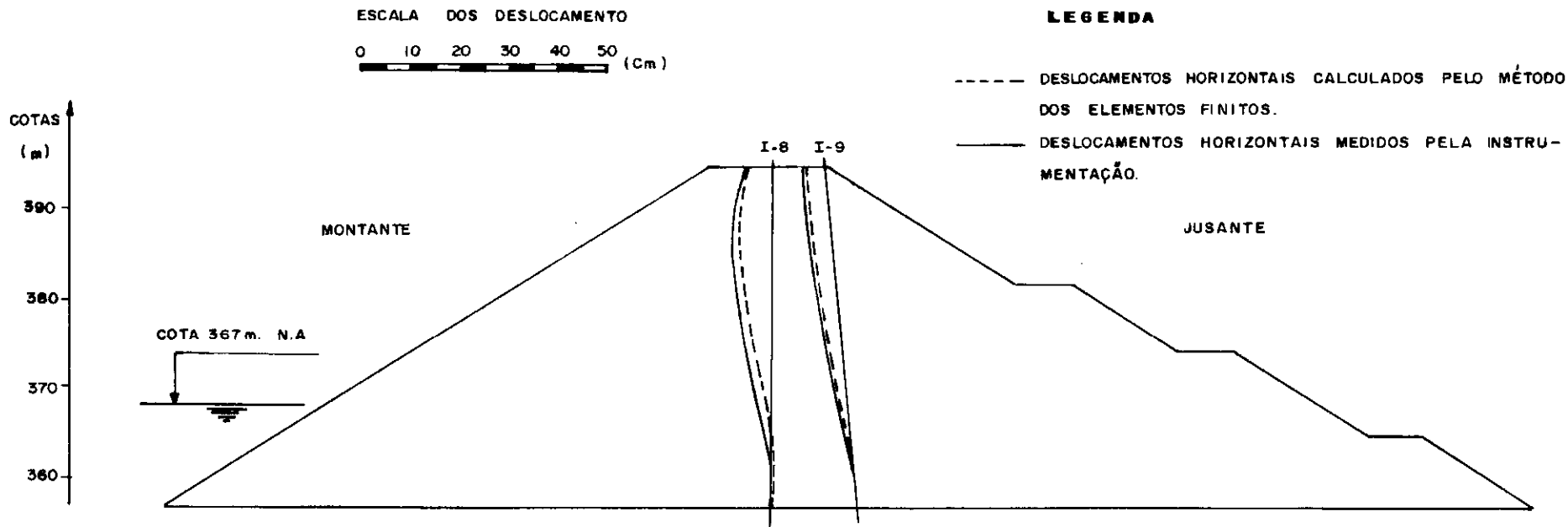


FIG. V. 13 — DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS MEDIDOS E CALCULADOS NA SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA 27+10,00 DEVIDO A PRIMEIRA ETAPA DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.

nitos são apresentados na figura V.14, podendo ser observado que na aba jusante ocorreram variações muito pequenas nestes deslocamentos, para a primeira etapa do enchimento em relação ao final da construção, o que contrasta com o ocorrido na zona montante, que apresentou recalques mais significativos e provavelmente resultantes da considerável redução dos módulos de elasticidade exatamente na zona de maiores tensões da barragem.

Na figura V.15 estão apresentadas as comparações entre os recalques calculados pelo método dos elementos finitos com os medidos pela instrumentação para a atual fase de enchimento do reservatório. Os menores valores dos resultados calculados podem ser atribuídos à consideração de módulos de elasticidade maiores que os reais na parte saturada da barragem e/ou a coeficientes de Poisson também superiores, já que a sollicitação, como já citado, foi essencialmente horizontal. Como os deslocamentos horizontais, os deslocamentos verticais podem ser considerados satisfatórios qualitativamente, levando-se em consideração as dificuldades na adoção dos parâmetros representativos dos materiais.

V.3.2.2 - Variações de Tensões

Conforme já citado anteriormente não foram instalados medidores de pressões no interior do maciço durante a fase de construção, sendo portanto aqui apresentados somente os resultados calculados através do método dos elementos finitos.

Na figura V.16 estão apresentadas as tensões principais σ_1 e σ_3 calculadas pelo método dos elementos finitos. Os valores mostrados são tensões efetivas nas abas e tensões totais no núcleo da barragem. Comparação destes valores aqui apresentados com os obtidos e mostrados no capítulo III deste trabalho para o final de construção da barragem João Durval Carneiro indica que, devido aos efeitos de submersão, ocorreu uma redução nos valores de σ_1 e σ_3 na parte submersa montante da barragem. A aba jusante praticamente não sofreu alterações nas tensões. Na zona do núcleo ocorreu um acréscimo nos valores de σ_3 em torno de 7% no terço inferior da barragem, isto em decorrência da carga d'água no núcleo. Em termos de direções de tensões principais, conforme pode ser também observado na figura V.16 em que a linha maior corresponde à tensão σ_1 e a menor corres

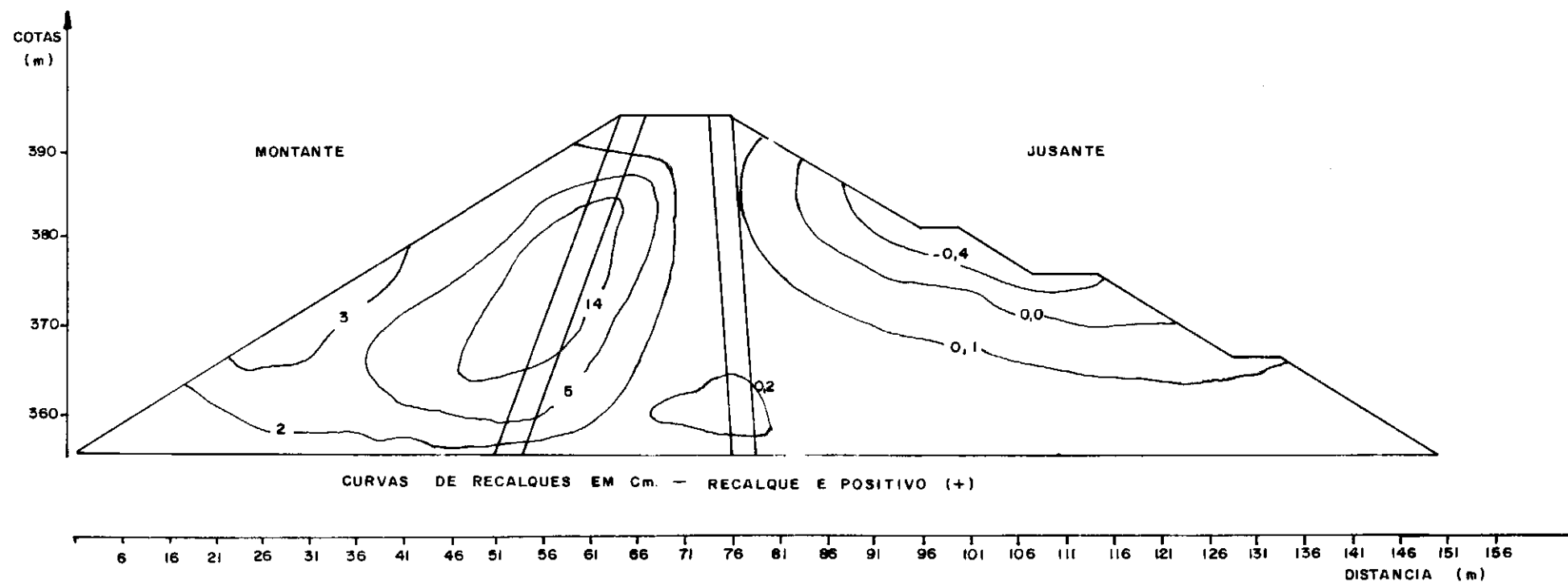


FIG. V.14 - CURVAS DE RECALQUES DEVIDO A PRIMEIRA ETAPA DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO.

LEGENDA

ESCALA DOS DESLOCAMENTOS

0 25 50 75 100cm.

----- REGALQUE CALCULADO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.

—— REGALQUE MEDIDO PELA INSTRUMENTAÇÃO.

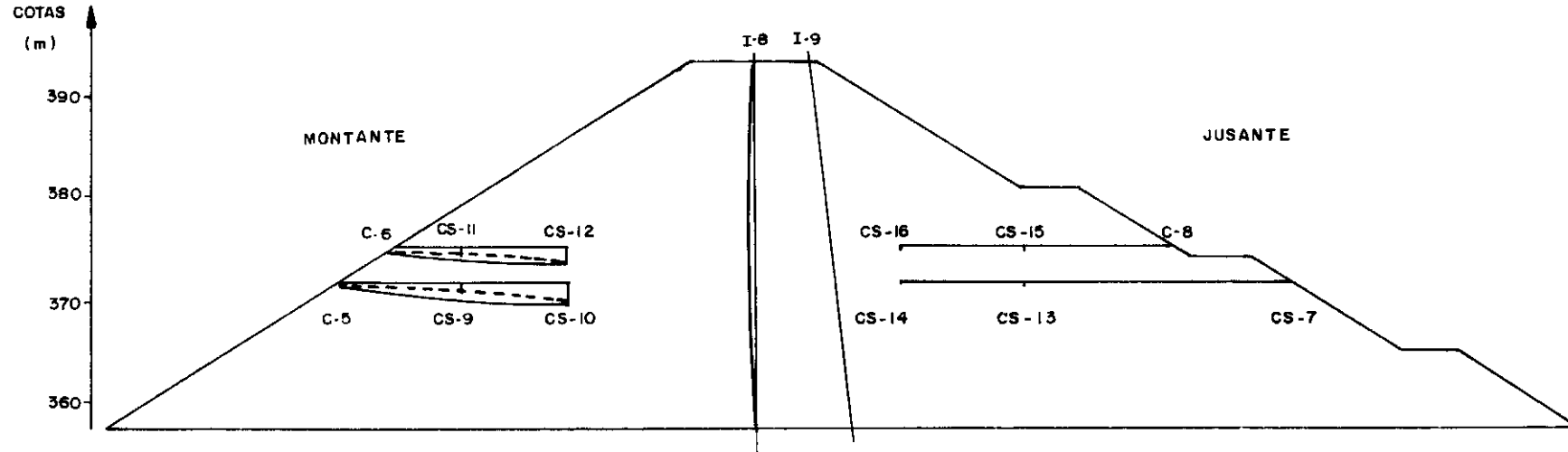


FIG. V.15 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS MEDIDOS E CALCULADOS NA SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA 27+10,00m.
PARA A PRIMEIRA ETAPA DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.

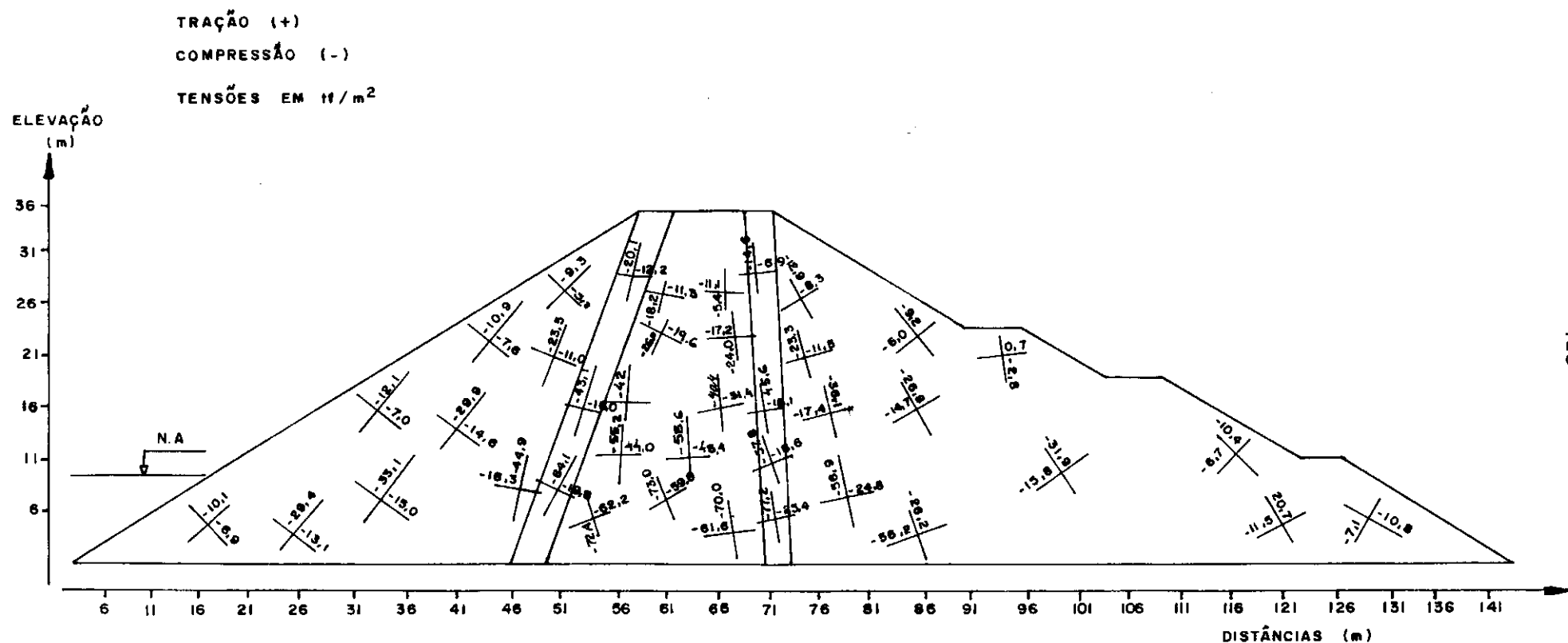


FIG. V. 16 - TENSÕES PRINCIPAIS APÓS A PRIMEIRA ETAPA DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO

ponde à tensão σ_3 , os resultados mostram que em algumas partes da barragem o enchimento do reservatório causou uma reorientação geral nas direções das tensões principais, já que as direções destas tensões na metade inferior do núcleo sofreram rotações entre cinco e quinze graus no sentido anti-horário. A parte superior do núcleo não apresentou grandes alterações, fazendo-se crer que esta zona comportou-se durante esta etapa do enchimento como se tivesse ocorrido simplesmente uma translação de sua posição original.

Na figura V.17 mostra-se os contornos de resistência ao cisalhamento mobilizado para esta etapa do enchimento. Ao final da construção a resistência máxima mobilizada ocorreu na região do núcleo argiloso e no terço inferior da altura da barragem. Na atual fase de enchimento a máxima resistência mobilizada ocorreu na metade inferior da zona de transição, e provavelmente devido à consideração da diminuição do ângulo de atrito devido à saturação deste material.

V.3.3 - Resultados Calculados pelo Método dos Elementos Finitos ao Final do Enchimento do Reservatório

Para esta fase final do enchimento do reservatório, cuja situação real deverá ocorrer no final de 1987, a previsão aqui apresentada, dentro das limitações e considerações já expostas, pode ser considerada como uma estimativa do comportamento da barragem no instante em que o nível d'água atinja a cota prevista de operação.

V.3.3.1 - Deslocamentos Horizontais e Verticais

Na figura V.18 apresenta-se os deslocamentos horizontais do eixo da barragem para as três etapas do enchimento do reservatório utilizadas na simulação. Em termos gerais os deslocamentos em todo o maciço foram no sentido jusante, exceto na zona próxima ao pé do talude montante, o qual apresentou pequenos deslocamentos no sentido do montante.

Os recalques ao final do enchimento do reservatório apresentaram-se mais significativos na zona montante, conforme pode ser observado na figura V.19. A zona jusante não sofreu variações consideráveis ao final do enchimento em termos de recalques.

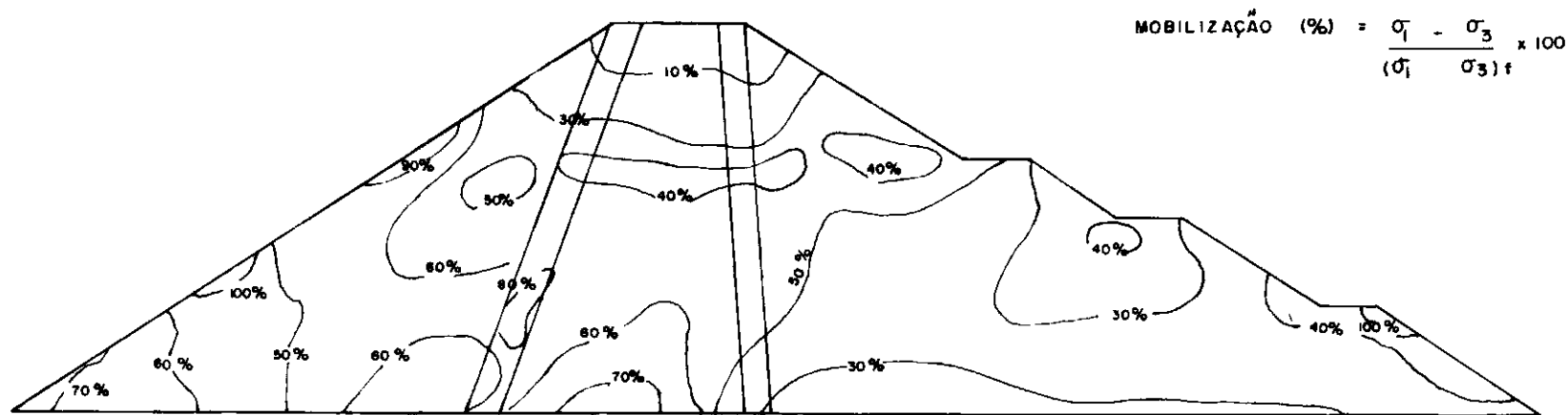


FIG. V.17 - CURVAS DE MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO PARA A PRIMEIRA ETAPA DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.

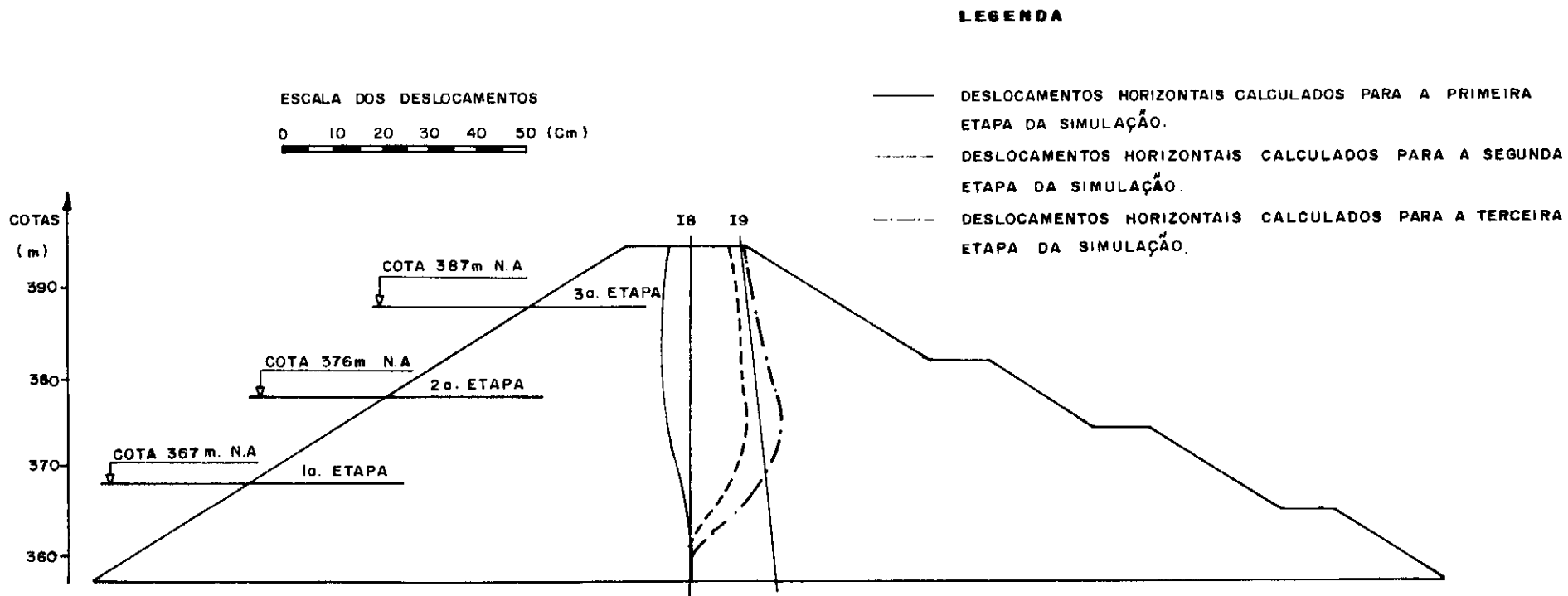


FIG. V.18 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS CALCULADOS NO EIXO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA 27+10,00 PARA AS TRES ETAPAS DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO.

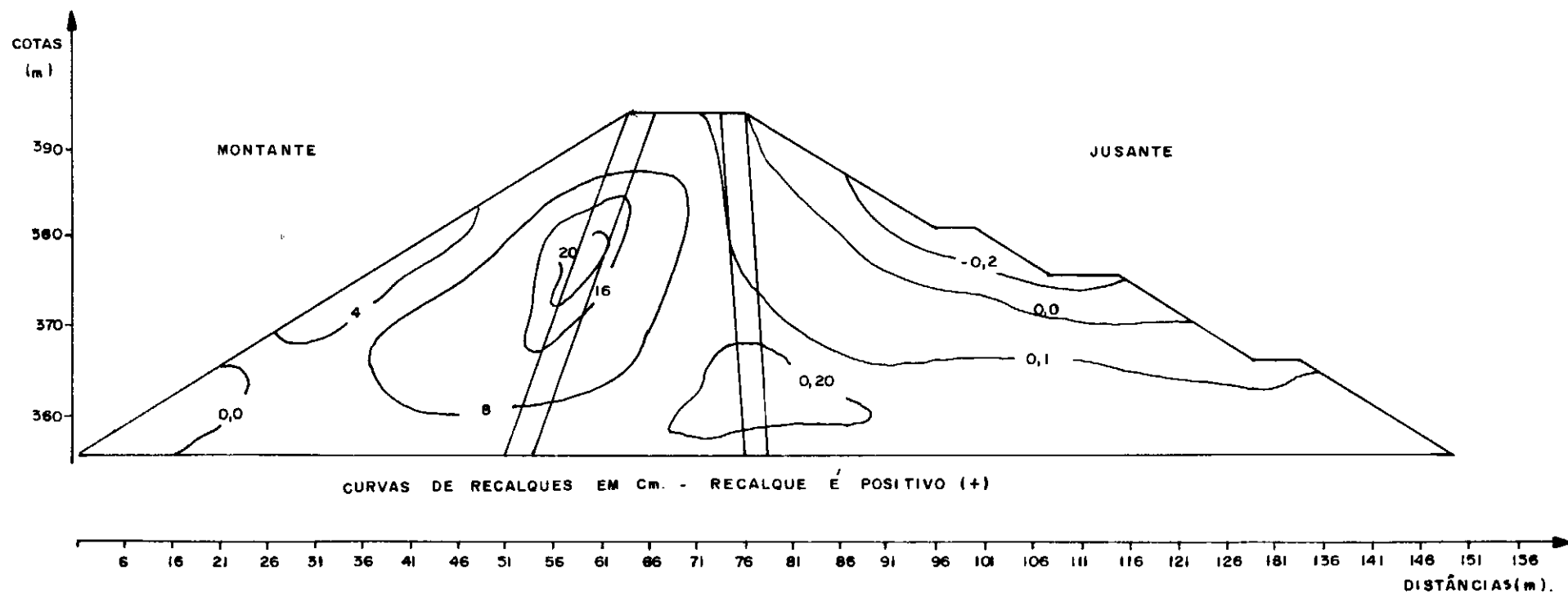


FIG. V.19 - CURVAS DE RECALQUES CAUSADOS PELO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM JOÃO DURVAL CARNEIRO.

V.3.3.2 - Variações de Tensões

Na figura V.20 são apresentados os valores de σ_1 e σ_3 obtidos para a situação final do enchimento do reservatório. Pode ser observado que na zona da aba montante ocorreu uma redução significativa das tensões principais devido ao efeito da submersão. Na zona do núcleo ocorreu um acréscimo, em torno de 20%, na tensão principal menor em sua metade inferior, sendo este acréscimo entre 5 e 15% na metade superior. Na zona jusante não ocorreram variações significativas nos valores das tensões principais.

As direções das tensões principais sofreram uma reorientação em toda a zona do núcleo sendo mais significativa na metade superior. No restante do maciço as variações de direções não apresentaram-se significativas.

Em termos de mobilização de resistência ao cisalhamento, o que apresentou-se mais significativo em relação à primeira etapa do enchimento foi a transferência da zona de maior mobilização de resistência, em torno de 85%, para a metade superior da zona de transição.

TRAÇÃO (+)
 COMPRESSION (-)
 TENSÕES EM tf/m^2

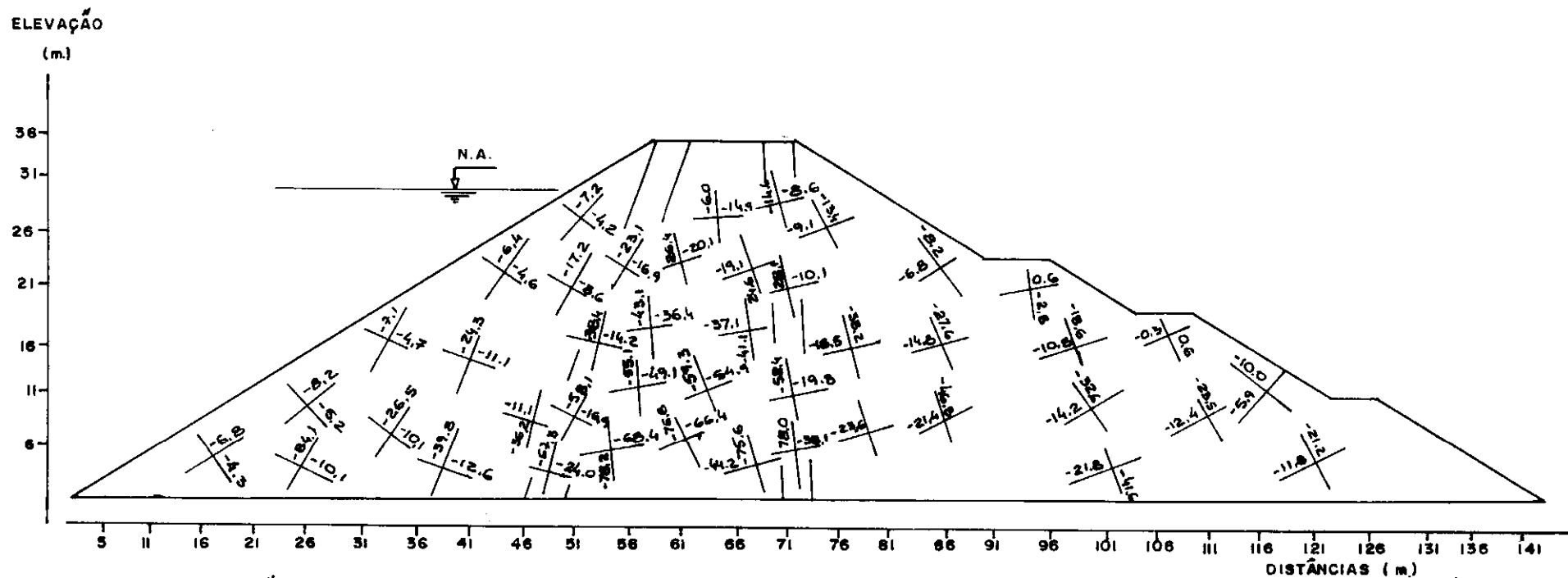


FIG. V.20 - TENSÕES PRINCIPAIS CALCULADAS PARA O COMPLETO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.

C A P Í T U L O VI

RECOMENDAÇÕES PARA A UTILIZAÇÃO DOS
PROGRAMAS AUTOMÁTICOS CONSAT E ENCHIBAR

- 1) Na simulação de construção por etapas deve-se escolher um número adequado de camadas e elementos na discretização da seção em análise. Esta discretização deverá atender às características geométricas e a disposição dos diversos materiais constituintes da seção em análise, de forma a não influir significativamente nos resultados. Estudos sobre o adequado número de camadas, a ser utilizado na simulação da construção por etapas, podem ser encontrados em Clough e Woodward (1967), Kulhawy et al (1969) , Mahler (1974).
- 2) Na simulação do enchimento do reservatório, o número de etapas adotados deverá ser o suficiente para se evitar influências significativas da superposição de efeitos citada no Ítem IV.4.3. A rigor este número de etapas deveria ser obtido por tentativas em cada caso analisado. Recomenda-se aqui um número mínimo de três etapas.
- 3) A precisão numérica permitida pelo computador utilizado deverá ser compatível com a precisão requerida pelo programa. Para a garantia deste ítem deverão ser comparados a precisão permitida pelo computador com os fatores de ponderação utilizados na integração numérica das matrizes de rigidez e dos vetores de carga equivalentes.
- 4) Uma checagem rigorosa dos dados de entrada do programa é um ítem obrigatório em qualquer análise efetuada.
- 5) Uma análise criteriosa dos resultados obtidos é o último ítem a ser observado para se garantir uma boa utilização dos programas.

C A P Í T U L O V I I

PRINCIPAIS CONCLUSÕES

As conclusões apresentadas neste capítulo referem-se a aplicação do método dos elementos finitos nas fases de construção e enchimento do reservatório de barragens zonadas de terra e enrocamento.

VII.1 - CONCLUSÕES RELATIVAS À CONSTRUÇÃO

1. Revisão Bibliográfica evidencia a necessidade da obtenção de tensões em pontos no interior de cada elemento finito com a finalidade da obtenção de resultados realmente compatíveis com a heterogeneidade de uma barragem zonada, para que se possa avaliar os fenômenos de: arqueamento, resistência de cisalhamento mobilizada e potencial de fraturamento hidráulico quando do enchimento do reservatório da barragem.
2. A utilização da formulação exponencial para a representação do coeficiente de Poisson, forneceu resultados tão bons ou melhores que a utilização da formulação hiperbólica para este parâmetro elástico.
3. A aplicação do programa CONSAT na análise não-linear da construção de barragens zonadas de terra e enrocamento apresentou resultados que confirmam sua satisfatória eficiência.
4. A análise por elementos finitos de uma barragem de terra e enrocamento necessita de parâmetros que representem o mais exatamente possível as propriedades mecânicas e de resistência ao cisalhamento dos materiais constituintes do aterro.
5. A análise de construção da barragem João Durval Carneiro, dentro das limitações e considerações expostas, evidencia a estabilidade da obra com satisfatória margem de segurança. Os recalques calculados apresentaram-se inferiores aos medidos pela instrumentação instalada no maciço, o que implica em que os módulos de elasticidade tangentes adotados foram excessivos. Por outro lado, os deslocamentos horizontais calculados também apresentaram-se menores, o que evidencia que os coeficientes de Poisson adotados também foram excessivos.

VII.2 - CONCLUSÕES RELATIVAS AO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO

1. "Revisão Bibliográfica indica que o enchimento do reservatório ocasiona movimentos significantes em muitas barragens, envolvendo a formação de fissuras potencialmente críticas em algumas grandes barragens e mesmo ruptura completa de pequenas barragens". Nobari e Duncan (1972).
2. Instrumentação instalada na barragem João Durval Carneiro indicou que após o início do enchimento do reservatório ocorreu um acréscimo nos recalques da zona montante, os quais podem ser atribuídos ao colapso, devido à molhagem, a que são induzidos os materiais pétreos ou granulares que sofrem saturação.
3. A utilização de elementos finitos isoparamétricos e a formulação exponencial do coeficiente de Poisson proposta por Lade (1972), juntamente com o procedimento por Nobari e Duncan (1972) para a simulação do enchimento do reservatório de barragens de terra e enrocamento, forneceu resultados relativamente satisfatórios quando comparados aos apresentados por Nobari e Duncan (1972) e os medidos pela instrumentação na análise da barragem Oroville.
4. A não consideração da anisotropia induzida pelo processo de compactação usualmente utilizado na construção de barragens, parece ser um dos principais fatores contribuintes das diferenças obtidas entre os resultados calculados pelo método dos elementos finitos com os medidos pela instrumentação instalada no maciço.
5. A análise da primeira etapa do enchimento do reservatório, utilizando o método dos elementos finitos, da barragem João Durval Carneiro, dentro das limitações e hipóteses levadas em consideração, evidencia a estabilidade da obra com satisfatória margem de segurança. As diferenças obtidas entre os deslocamentos calculados pelo método dos elementos finitos com os medidos pela instrumentação, podem ser atribuídos principalmente às diferenças entre os parâmetros elásticos adotados e os reais.
6. A simulação do primeiro enchimento total do reservatório da barragem João Durval Carneiro também evidencia uma satisfatória estabilidade da barragem. Os deslocamentos horizontais do núcleo

da barragem, para as três etapas da simulação, mostraram a crescente influência da carga d'água no material impermeável do núcleo. Os recalques calculados pelo método dos elementos finitos evidenciaram uma crescente influência do efeito do empuxo d'água na zona submersa da barragem.

C A P Í T U L O VIII

ALGUMAS SUGESTÕES PARA PESQUISAS

1. Adaptação dos programas automáticos CONSAT e ENCHIBAR para simular outros casos de obras de terra (escavação, esvaziamento do reservatório, adensamento etc.).
2. Incluir o atrito entre elementos, o que torna-se importante nos casos aqui apresentados de barragens não-homogêneas.
3. Estender o programa para análise tridimensional.
4. Adaptação de elementos finitos que possibilitem a consideração da anisotropia decorrente dos processos de compactação usualmente utilizados. Como exemplo poder-se-ia adaptar elementos híbridos de tensão assumidas multilaminares quadrilaterais planos de quatro nós, conforme o exposto em Kataoka (1985).
5. Estudar a influência da forma dos grãos no modelamento de curvas granulométricas paralelas para a execução de ensaios triaxiais em material de enrocamento e transição.
6. Repetir as análises apresentadas para a barragem João Durval Carneiro, com parâmetros obtidos a partir de ensaios triaxiais executados em material de gnaiss nas condições seca e saturada para a fase final do enchimento do reservatório.
7. Estudar para diferentes materiais, enrocamento, transição, areia, argila etc., outras formulações para a simulação das curvas tensão-deformações que melhor representem os parâmetros elásticos necessários para a análise pelo método dos elementos finitos.

A P Ê N D I C E I

1. LOCALIZAÇÃO DOS PROGRAMAS

1.1 - PROGRAMA CONSAT

Este programa encontra-se à disposição para consulta na Biblioteca da Engenharia/UFRJ, publicado em 1985 sob o título "CONSAT - Um Programa para Simulação da Construção por Etapas de Barragens pelo M.E.F.". Tendo como autores:

José Henrique Feitosa Pereira - Engenheiro Civil

Cláudio F. Mahler - Professor Adjunto COPPE/UFRJ.

1.2 - PROGRAMA ENCHIBAR

Este programa também encontra-se à disposição para consulta na Biblioteca da Engenharia/UFRJ, publicado em 1985 sob o título "ENCHIBAR - Um Programa para Simulação do Enchimento do Reservatório de Barragens de Terra e Enrocamento pelo M.E.F.". Tendo como autor:

José Henrique Feitosa Pereira - Engenheiro Civil.

A P Ê N D I C E II

ELEMENTO ISOPARAMÉTRICO TRIANGULAR

1. CARACTERÍSTICAS DO ELEMENTO

1.1 - CARACTERÍSTICAS BÁSICAS

O triângulo é uma das formas mais adequadas para a discretização de domínios planos. A formulação de um elemento triangular pode ser efetuada em relação a um sistema de coordenadas cartesianas, porém torna-se mais simples e eficiente utilizar um sistema de coordenadas locais, denominadas coordenadas de área, conforme descrito abaixo.

Seja o triângulo IJK de área A , conforme figura A.II.1. Um ponto p estará definido pelas coordenadas x, y em relação ao sistema XY . Unindo-se o ponto p aos vértices do triângulo define-se:

A_I = área do triângulo JKp

A_J = área do triângulo KIp

A_K = área do triângulo IJp

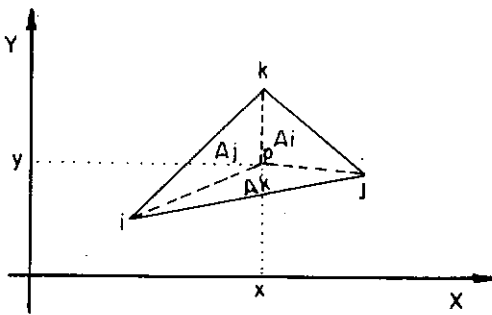


Fig. A.II.1 - Coordenadas de área

Os valores A_I , A_J e A_K são únicos para cada ponto do triângulo. O mesmo é verdade para as grandezas

$$L_i = \frac{A_i}{A}, \quad L_j = \frac{A_j}{A}, \quad L_k = \frac{A_k}{A},$$

que são definidas como as coordenadas de área.

Pelo exposto, pode-se deduzir as relações

$$A_i + A_j + A_k = A \quad (1)$$

$$L_i + L_j + L_k = 1 \quad (2).$$

O que implica que as coordenadas de áreas não são independentes.

A figura A.II.2 exemplifica a determinação de pontos no interior e nas fronteiras de um triângulo, utilizando-se as coordenadas de área.

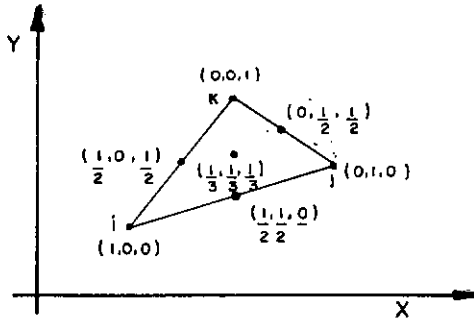


Fig. A.II.2

Recordando-se que a área do triângulo pode ser escrita como,

$$A = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{vmatrix}$$

relações entre coordenadas de áreas e cartesianas podem ser expressas pelas equações:

$$L_i = \frac{A_i}{A} = \frac{1}{2A} [(x_j y_k - y_j x_k) + x (y_j - y_k) + y (x_k - x_j)] \quad (3)$$

$$L_j = \frac{A_j}{A} = \frac{1}{2A} [(x_k y_i - x_i y_k) + x (y_k - y_i) + y (x_i - x_k)] \quad (4)$$

$$L_k = \frac{A_k}{A} = \frac{1}{2A} [(x_i y_j - x_j y_i) + x (y_i - y_j) + y (x_j - x_i)] \quad (5)$$

Invertendo estas relações, obtêm-se as coordenadas cartesianas como funções das coordenadas de áreas.

$$x = x_i L_i + x_j L_j + x_k L_k \quad (6)$$

$$y = y_i L_i + y_j L_j + y_k L_k \quad (7)$$

Estas relações entre coordenadas definem um triângulo com lados retos, conforme a figura A.II.2.

O conceito de isoparamétrico requer que em um elemento sejam utiliza -

das as mesmas funções de interpolação na definição das coordenadas e dos deslocamentos.

Para o elemento isoparamétrico triangular de seis nós, mostrando na figura A.II.3, através do uso de funções de interpolação $[N]$, dadas em termos de coordenadas de área do elemento (L_i, L_j, L_k) , obtêm-se as coordenadas x e y de um ponto qualquer no interior do elemento em função dos pontos nodais

$$\begin{aligned} x &= [N_i] (x_i) \\ y &= [N_i] (y_i) \end{aligned} \quad (8)$$

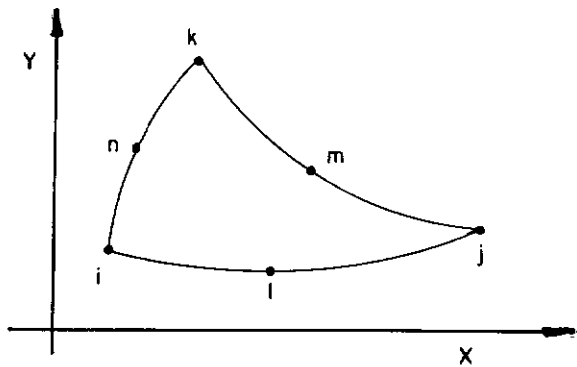


Fig. A.II.3 - Elemento isoparamétrico triangular de seis nós

1.2 - FUNÇÕES DE INTERPOLAÇÃO

Para o elemento isoparamétrico triangular de seis nós, mostrado na figura A.II.3, as funções de interpolação N são:

$$\begin{aligned} N_i &= L_i (2L_i - 1) & N_l &= 4L_i L_j \\ N_j &= L_j (2L_j - 1) & N_m &= 4L_j L_k \\ N_k &= L_k (2L_k - 1) & N_n &= 4L_i L_k \end{aligned} \quad (9)$$

Estas funções de interpolação satisfazem a continuidade inter-elemento da própria função. Em termos de convergência, as funções de interpolação consideradas são conformes e satisfazem o critério de completeza. Venâncio, F. (1974).

1.3 - MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO

Conforme exposto no capítulo II, e expresso pela equação II.32, a

matriz de rigidez do elemento, não levando-se em consideração tensões e deformações iniciais, pode ser obtida pela integral

$$[K]^e = \int_{vol} [B]^T [D] [B] d(vol.) \quad (10)$$

em que $[D]$ é a matriz de elasticidade, conforme mostrado no item II.3.2.3, observando-se que o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson variam no interior do elemento, sendo essa variação de acordo com o estado de tensões em cada ponto considerado. A matriz $[B]$ é constituída de submatrizes $[B_i]$ expressas na forma:

$$[B_i] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (11)$$

onde i representa cada ponto nodal do elemento.

As funções de forma N_i , conforme mostrado nas equações (9), são expressas em termos das coordenadas de área L_i, L_j, L_k as quais se relacionam pela equação (2).

As submatrizes B_i , podem ser obtidas, fazendo-se as transformações de coordenadas necessárias, a fim de se obter as derivadas das funções de forma em relação às coordenadas globais x e y . Utilizando-se a equação (2), as funções N_i podem ser expressas em função de duas das coordenadas de área, por exemplo, L_i e L_j . Pelas regras usuais de diferenciação parcial, pode-se escrever:

$$\frac{\partial N_i}{\partial L_i} = \frac{\partial N_i}{\partial x} \cdot \frac{\partial x}{\partial L_i} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial L_i} \quad (12)$$

Realizando a mesma diferenciação com respeito à coordenada L_j e escrevendo na forma matricial tem-se:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial L_i} \\ \frac{\partial N_i}{\partial L_j} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial L_i} & \frac{\partial y}{\partial L_i} \\ \frac{\partial x}{\partial L_j} & \frac{\partial y}{\partial L_j} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Como (x,y) são dados explicitamente pelas equações (8), a matriz $[J]$ pode ser encontrada em termos das coordenadas locais. A matriz

$[J]$ é conhecida como matriz Jacobiana. Para a obtenção das derivadas das funções de forma em relação às coordenadas globais, basta inverter o Jacobiano, ou seja:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial L_i} \\ \frac{\partial N_i}{\partial L_j} \end{Bmatrix}$$

Para a realização desta transformação, o Jacobiano tem de permitir sua inversão.

Substituindo-se as equações (8) na equação (14), obtém-se:

$$[J] = \begin{bmatrix} \epsilon_i \frac{\partial N_i}{\partial L_i} x_i & \epsilon_i \frac{\partial N_i}{\partial L_i} y_i & \dots & \epsilon_i \frac{\partial N_i}{\partial L_j} x_i & \epsilon_i \frac{\partial N_i}{\partial L_j} y_i \\ \epsilon_i \frac{\partial N_i}{\partial L_j} x_i & \epsilon_i \frac{\partial N_i}{\partial L_j} y_i & \dots & \epsilon_n \frac{\partial N_n}{\partial L_j} x_n & \epsilon_n \frac{\partial N_n}{\partial L_j} y_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial L_i} & \frac{\partial N_j}{\partial L_i} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial L_i} \\ \frac{\partial N_i}{\partial L_j} & \frac{\partial N_j}{\partial L_j} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial L_j} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_i & y_i \\ x_j & y_j \\ \vdots & \vdots \\ x_n & y_n \end{bmatrix} \quad (15)$$

sendo este o procedimento utilizado na programação automática.

Para a execução da integração da equação (10) para a obtenção de $[K]^e$, faz-se ainda necessário a transformação do elemento de área, que está expresso em coordenadas globais, para coordenadas de área. Para a realização desta transformação e consequentemente da região de integração, utilizou-se um processo trivial, possível de encontrar em textos matemáticos, que envolve o determinante do Jacobiano. Assim, num elemento de área tem-se:

$$dx \, dy = \frac{1}{2} \det [J] \, dL_i \, dL_j \quad (16)$$

Reduz-se, pois, o cálculo da matriz de rigidez do elemento à integração da forma:

$$[K]^e = \frac{1}{2} \int_A [B]^T [D] [B] \det [J] \, t \, dL_i \, dL_j \quad (17)$$

Esta expressão é de difícil integração, o que normalmente obriga a ser realizada numericamente, utilizando técnicas computacionais. O processo de integração numérica utilizado é o de Gauss-Legendre, (ítem 1.6), conforme recomendado por Zimkiewcs (1971).

1.4 - VETOR DE CARGAS CONSISTENTES

Vetores de carga equivalentes às forças de volume e de superfície, em um elemento, são obtidas, respectivamente, através das expressões:

$$\{F\}_p^e = - \int_A [N]^T \{P_x\} t dx dy \quad (18)$$

onde,

t = espessura do elemento e $\{P_x\}$ são as componentes das forças de volume;

$$\{F\}_s^e = - \int_1 [N]^T [S] d_1 \quad (19)$$

onde,

$[S]$ representa o vetor de cargas de superfície.

As funções de interpolação podem ser usadas para interpolar estas distribuições de forças de volume e de superfície a partir das grandezas especificadas nos pontos nodais.

Para a nova região de integração, em termos de coordenadas de área, e supondo os valores nodais das forças de volume conhecidas

$\{P_{xi}\}$ tem-se:

$$\{F\}_p^e = \frac{1}{2} \int_A [N]^T [N] \{P_{xi}\} \det [J] t dL_i dL_j \quad (20)$$

Para esta integração utiliza-se o mesmo método de integração numérica citado anteriormente.

Mahler (1974), descreveu para o elemento isoparamétrico quadrilateral de oito nós a noção de vetor de carga consistente, mostrando que para elementos de ordem superior ocorre um afastamento progressivo de uma possível visualização física do comportamento das cargas aplicadas aos elementos. Para o elemento triangular isoparamétrico aqui descrito, a ação de cargas de volume e de superfície uniformes, considerando-se uma distribuição de cargas consistentes, resultam nas cargas nodais mostradas nas figuras a seguir.

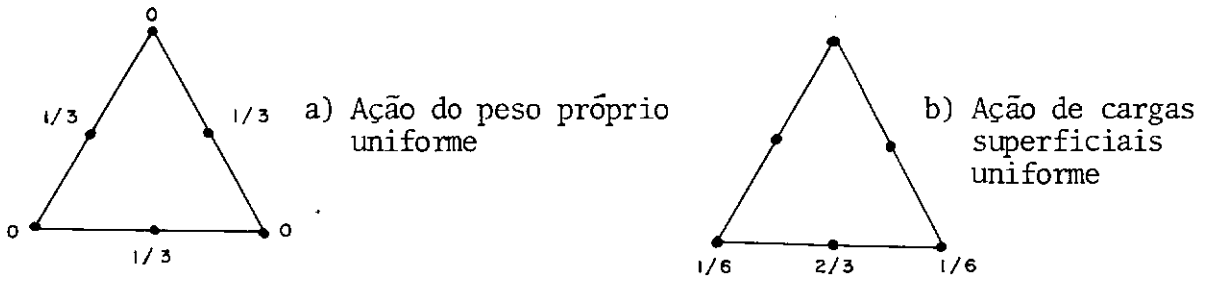


Fig. A.II.4 - Distribuição de cargas atuando no elemento isoparamétrico triangular - Lagrangiano - Frações de carga.

A Formulação matemática pode ser encontrada em Brebbia et al (1974).

1.5 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES

Após a obtenção dos deslocamentos nodais na seção discretizada, podem ser calculadas as deformações e tensões, conforme apresentado no capítulo II.

Devido ao campo de deslocamentos adotado ser quadrático, e sendo as deformações derivadas de primeira ordem dos deslocamentos, o campo de deformação e consequentemente o de tensões, terão variações lineares. Esta variação linear permite a utilização de um menor número de elementos na discretização do contínuo, do que elementos cuja formulação resulta em um campo de deformações constante, permitindo assim uma economia computacional. Adicionalmente, pode-se calcular o estado de tensões em um ponto qualquer do elemento. Devido às razões apresentadas no capítulo II, foram adotados os pontos de integração para a obtenção desses valores.

O estado de deformação num ponto qualquer do elemento, pode ser escrito utilizando-se as equações II.19, II.21 e (11).

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_j}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_j}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_n}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & \frac{\partial N_j}{\partial y} & \frac{\partial N_j}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} & \frac{\partial N_n}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ \vdots \\ u_n \\ v_n \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \epsilon_{ox} \\ \epsilon_{oy} \\ \gamma_{oxy} \end{Bmatrix} \quad (21)$$

onde, ε_{ox} , ε_{oy} e γ_{oxy} , denotam as deformações iniciais.

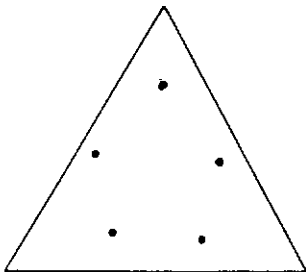
O estado de tensões em um ponto qualquer do elemento é fornecido por:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D] \left(\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \varepsilon_{ox} \\ \varepsilon_{oy} \\ \gamma_{oxy} \end{Bmatrix} \right) + \begin{Bmatrix} \sigma_{ox} \\ \sigma_{oy} \\ \tau_{oxy} \end{Bmatrix} \quad (22)$$

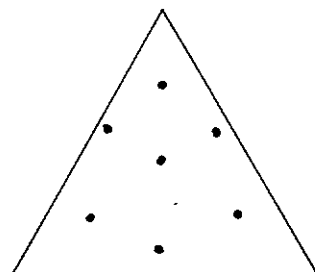
onde, σ_{xy} , σ_{oxy} e τ_{oxy} , indicam o estado de tensões inicial no ponto considerado.

1.6 - INTEGRAÇÃO NUMÉRICA

O processo de integração Gauss-Legendre baseia-se na adoção de determinados pontos no interior do elemento cujas coordenadas locais e coeficientes de ponderação são tabelados. O número mínimo necessário de pontos é aquele para o qual a integração numérica é suficiente para avaliar exatamente o volume do elemento (Zienkiewicz, 1971). Para o elemento utilizado são necessários no mínimo cinco pontos de integração em cada direção (figura A.II.5a). Devido à utilização de elementos distorcidos, verificou-se a necessidade de sete pontos de integração, obtendo-se bons resultados (figura A.II.5b).



a) Pontos de integração (n=5)



b) Pontos de integração (n=7)

Fig. A.II.5 - Distribuição dos pontos de integração (n) no elemento.

A P Ê N D I C E III

CÁLCULO DA VARIAÇÃO DE TENSÕES EM
SOLOS E ENROCAMENTOS DEVIDO À MOLHAGEM

As variações de tensões principais ($\Delta\sigma_1$) e ($\Delta\sigma_3$), que ocorrem em um ponto do maciço devido à molhagem, podem ser determinadas utilizando as formulações empíricas correntes de representação das curvas tensão x deformação dos solos e enrocamentos. Utilizando-se a formulação hiperbólica proposta por Kulhawy et al (1969), o valor da deformação axial pode ser escrita em função da tensão desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$) e da tensão confinante σ_3 , como:

$$\epsilon_a = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{K.Pa. \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \left[1 - Rf \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \phi)}{2c \cos \phi + 2 \sigma_3 \sin \phi}\right]} \quad (1)$$

em que K, n, Pa, Rf, c e ϕ são definidas conforme o ítem II.4.2.1 . Esta equação pode ser usada para determinar o valor da deformação axial $(\epsilon_a)_s$ correspondente ao estado de tensões do material no estado seco $(\sigma_3)_s$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)_s$.

A relação não-linear entre tensão x coeficiente de Poisson proposta por Lade (1972), pode ser usada para expressar o valor da deformação radial (ϵ_r) como:

$$(\epsilon_r) = -L \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^q (\epsilon_a)^m \quad (2)$$

onde, L, q e m são como definidas no ítem II.4.2.1. A deformação volumétrica correspondente ao estado de tensões antes da molhagem pode ser expressa como:

$$(\epsilon_v)_s = (\epsilon_a)_s + 2 (\epsilon_r)_s \quad (3)$$

em que $(\epsilon_a)_s$ e $(\epsilon_r)_s$ são obtidas das equações (2) e (3) respectivamente.

Impondo-se a condição de não haver deformações volumétrica ou axial, os valores de $(\epsilon_a)_s$ e $(\epsilon_v)_s$ podem ser usados para a obtenção da tensão principal menor após o material sofrer molhagem $(\sigma_3)_m$.

Devido a complexidade das relações envolvidas, foi utilizado um procedimento iterativo para a determinação do valor $(\sigma_3)_m$ a partir de $(\sigma_3)_s$. Este procedimento encontra-se programado na subrotina CLPS3 do programa ENCHIBAR (Apêndice I).

Para a determinação da tensão principal maior após a molhagem, $(\sigma_1)_m$, pode ser utilizada a formulação hiperbólica tensão-deformação usando os parâmetros K , n , R_f , c e \emptyset para o material molhado.

$$(\sigma_1)_m = \frac{K \cdot Pa \cdot \left(\frac{(\sigma_3)_m}{Pa}\right)^n (E_a)_l}{\left[1 + K \cdot Pa \left(\frac{(\sigma_3)_m}{Pa}\right)^n (\epsilon_a)_l R_f \frac{(1 - \sin \emptyset)}{2c \cos \emptyset + 2(\sigma_3)_m \sin \emptyset}\right]} + (\sigma_3)_m \quad (4)$$

onde $(\epsilon_a)_l$ representa a deformação axial local, conforme mostrado na figura IV.9.

A partir dos resultados obtidos $(\sigma_1)_m$ e $(\sigma_3)_m$, torna-se fácil a obtenção de $\Delta\sigma_1 = (\sigma_1)_3 - (\sigma_1)_m$ e $\Delta\sigma_3 = (\sigma_3)_m - (\sigma_3)_s$.

B I B L I O G R A F I A

- . ALBERRO, A.J. e LEON T.J.L., 1971. Estado de Esfuerzos y Deformaciones en La Priesa La Villita. Publicação da Universidade Nacional Autônoma de México, patrocinado por Comissão Federal de Eletrecidad.
- . ALBERRO, A.J., 1977. Effects of Interaction in Earth Rockfill Dams - 9th. Int. Conj. on Soil Mech. and Found. Engineering Tokyo.
- . BISHOP, A.W.. "The Stability of Earth Dams", thesis presented to the Imperial College, London University, in 1952, in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- . BREBIA, A.C. and FERRANTE, A.J.. The Finite Element Technique , an introduction for engineers. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1975.
- . CEPED - Fiscalização, Controle Tecnológico dos Materiais e Instrumentação das Obras Civas da Barragem João Durval Carneiro - Relatórios de Progresso n.ºs. 2 e 3 - Final Abril/Maio/Junho/Julho/1985.
- . CLOUGH, R.W. and WOODWARD, R.J., III. "Analyses of Embankment Stresses and Deformations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.93, No. SM4, Proc. Paper 5329, July, 1967, pp.529-549.
- . DIBIAGIO, E., MYRVOLL, F.. VALSTAD, T. e HANSTEEN HAROLD., 1972. Field Instrumentation, Observations and Performance Evaluations for the Svartevann dam. International Congress of Large Dams, 14, Rio de Janeiro (1982).
- . DUNCAN, J.M. e CHANG, C.Y., 1970. Nonlinear Analyses of Stress and Strain in Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations. Division, ASCE, vol. 96, No SM9, pp.1629-1653.
- . HINTON, E., SCOTT, F., and RICKETTS, R., 1975. "Local least squares stress smothing for parabolic isoparametric elements", Int. J. for Numerical Methods in Engng., 9, 235-256.

- . HOLUBEC, I.. Elastic Behavior of Cohesionless Soil, Journal ,
Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 94, No
SM6 (1968), pp.1215-1231.
- . ICOLD - Report - Lessons from Dam Incidents, 1973.
- . JANBU, N., 1963. "Soil Compressibility as Determined by Oedometer
and Triaxial Tests", Proceedings, European Conference on
Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Weisbaden,
pp.19-25.
- . JENNINGS, J.E. and KNIGHT, K., 1957. "The Additional Settlement
of Foundations Due to Collapse of Structure of Sandy Subsoil
on Wetting". Proceedings, 4th International Conference on
Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 1, pp.316 -
319.
- . KJAERNSLI, B. and TORBLAA, I., 1968. "Leakage Through Horizon -
tal Cracks in the Core of Hyttejuvet Dam". Norwegian Geot.
Inst. Publ., No 80, OSLO.
- . KONDNER, R.L. and ZELASCO, J.S., 1963. "A Hyperbolic Stress -
Strain Formulation for Sands", Proceedings, 2nd Pan-American
Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering ,
Vol. 1, Rio de Janeiro, pp.283-324
- . KULHAWY, F.H., DUNCAN, J.M. and SEED, H.B. Finite Element Ana -
lyses of Stresses and Movements in Embankments during Cons -
truction. Report No TE-69-4 to U.S. Army Engineers, Waterways
Experiment Station - University of California, Berkeley, 1969.
- . KULHAWY, F.H. and DUNCAN, J.M., 1970. "Nourlinear Finite Element
Analyses of Stresses and Movements in Oroville Dam", Report
No TE70-2, Office of Research Services, University of Cali -
fornia, Berkeley, 1970.
- . LACERDA, W.A., PEIXOTO, F.I. e DIAS, P.H., 1974. "Estudos dos
Parâmetros de Solos para Análise de Elementos Finitos". A -
nais do 1º Seminário Brasileiro do Método dos Elementos Fini -
tos Aplicado à Mecânica dos Solos". COPPE/UFRJ.
- . LADE, P., 1972. The Drained Stress-Strain and Streenght Charac -
teristics of Cohesionless Soils. PhD Dissertation University
California, Berkeley, California.

- . LAW, T.C., 1975. Deformations Of Earth Dams During Construction
PhD Thesis, University of Alberta, Edmonton.
- . LIST, F. and SADGORSKI, W.. Stress and Strain Measurements in
Mathaus Dam. Quatorzieme Congr s des Grands Barrages, Rio de
Janeiro, 1982.
- . MAHLER, C.F., 1974. Estudo e Aplica o do Método dos Elementos
Finitos a Barragens de Terra. Tese de Mestrado COPPE/UFRJ.
- . MAHLER, C.F. e PEREIRA, J.H.F.. Comentários sobre a Simula o
do Enchimento do Reservatório de Barragens de Terra e Enroca
mento pelo Método dos Elementos Finitos. XV Seminário Nacio
nal de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1983, Vol. II. Te
ma IV, pp.149-67.
- . MARACHI, N., 1969. "Strenght and Deformation Characteristics of
Rockfill Materials", Dissertation presented to the Univesi
ty of California, Berkeley, in partial fulfielment of the
requeriments for the degree of Doctor of Philosophy.
- . MARSAL, R.J., 1960. "Earth Dams in Mexico", 1st Pan Am Conferen
ce on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, Mexi
co, September, 1959, pp.1294-1303.
- . MARSAL, R.J. and RAMIREZ, L.A., 1967. "Performance of El Infier
nillo Dam, 1963-63", Journal of Soil Mechanics and Founda
tions Division, ASCE, Vol.93, No SM4, Proc. paper 5318, July,
1967, pp.265-289.
- . NOBARI, E.S., 1971. "Effect of Reservoir Filling on Stresses and
Movements in Earth and Rockfill Dams" - Dissertation Submitted
in partial fulfillment for the degree of Doctor of Philosophy,
University of California, Berkeley, California.
- . NOBARI, E.S. and DUNCAN, J.M., 1972. Effect of reservoir filling
on stresses and movements in earth and rockfill dams. Report
No TE-72-II, U.S. Army, Vicksburg, Missisipi.
- . ORGLER, B.L., 1983. Previsão de Recalques da Barragem de Ita ba
pelo Método dos Elementos Finitos - Tese de Mestrado apresen
tada   Pont fice Universidade Católica - Rio de Janeiro-RJ.

- . SEED, H.B. and IDRIS, I.M.. Analysis of Soil Liquefaction: Ni-gata Earthquake, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings ASCE, vol. 93, No SM3 (1967), pg. 96.
- . SHERARD, J.L., 1953. "Influence of Soil Properties and Construction Methods on the Performance of Homogenous Earth Dams" , Technical Memorandum 645, Denver: U.S. of Reclamation, Design and Construction Division, January, 1953.
- . SHERARD, J.L., 1970. "Cracking in Embankment Dams With Earth Cores", - Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume.
- . SHERARD, J.L., 1973. " Embankment Dam Cracking" - Casagrande Volume, John Wiley & Sons.
- . SIMONS, J.V., 1974. Three Dimensional Analyses of Mica Dam - M. Sc thesis, University of Alberta Edmonton.
- . STANCULESCU, I., 1967. "Active Zone Settlement for Shallow Foundations on Loessial Soils". Proceedings, 5th Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Auckland, New Zealand.
- . TURNBULL, W.J. and HVORSLEV, M.J., 1967. "Special Problems in Slope Stability", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.93, No SM4, proc. paper 5328, July, 1967, pp.449-528.
- . WONG, K.S. and DUNCAN, J.M., 1974. Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Nonlinear Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses. Report No TE-74-3, College of Engineering Office of Research Services, University of California, Berkeley, California.
- . ZAGOTIS, D., 1975. Conceituação do Método dos Elementos Finitos. Revista Construção Pesada, 1975.
- . VENÂNCIO FILHO, F., 1972. "Método dos Elementos Finitos na Análise Estrutural", Centro Tecnológico Aeroespacial, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Divisão de Engenharia Aeronáutica, 1972.
- . ZIENKIEWICZ, O.C., 1971. "The Finite Element Method in Engineering Science", McGraw-Hill, London, 1971.

KATAOKA FILHO, M., 1985. Análise de Placas e Cascas Laminadas por Métodos de Elementos Finitos de Tensão Assumidas. Tese de mestrado apresentada à Divisão de Pós-Graduação do Instituto Tecnológico de Aeronáutica em São José dos Campos-SP, 19.